

Міністерство освіти і науки України  
Національний університет „Львівська політехніка”

Кваліфікаційна наукова  
праця на правах рукопису

**Лободанов Максим Миколайович**

УДК 624.012.25

**ДИСЕРТАЦІЯ**

**МІЦНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗГИНАНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ  
ЕЛЕМЕНТІВ З ПОШКОДЖЕННЯМ БЕТОНУ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ**

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія

Галузь знань 19 – архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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

Лободанов М.М

Науковий керівник: Бліхарський Зіновій Ярославович, доктор технічних наук,  
професор

**Львів - 2021**

## АНОТАЦІЯ

Лободанов М.М. Міцність та деформативність згинаних залізобетонних елементів з пошкодженням бетону за дії навантаження. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – будівництво та цивільна інженерія. Галузі знань 19 – архітектура та будівництво – Національний університет «Львівська політехніка» Міністерства освіти і науки України, Львів, 2021.

Дисертаційна робота присвячена вирішенню завдання дослідження впливу пошкодження бетону стиснутої зони, отриманого за дії навантаження, на міцність та деформативність згинаних залізобетонних елементах прямокутного перерізу.

В розділі 1 проведено аналіз досліджень з даної тематики, виконаних на території України та закордоном. Описано причини виникнення та типи пошкоджень залізобетонних конструкцій в цілому та із акцентуацією на пошкодженні бетону. Найчастіше причиною пошкоджень бетону є вплив агресивного середовища. Пошкодження конструкції при цьому відбуваються за дії навантаження різної інтенсивності – починаючи від впливу власної ваги конструкцій, та з додаванням технологічного обладнання, рухомих механізмів, атмосферних впливів (сніг, вітер), тощо. Дія навантаження викликає появу тріщин у залізобетонних конструкціях, що призводить до зростання деформативності. Наявні напруження та деформації в бетоні і арматурі елементів пришвидшують поширення пошкоджень. В такому випадку є необхідність підсилення та відновлення експлуатаційної придатності цих конструкції. При виборі та прийнятті ефективного методу підсилення важливо володіти повною інформацією про напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій та вплив наявних пошкоджень.

На підставі огляду літературних джерел сформульовано задачі досліджень.

В розділі 2 подано програму та методику експериментальних досліджень.

Виконано математичне моделювання впливу пошкоджень в стиснутій зоні в згинаних залізобетонних елементах типу прямокутної балки. Порівняно вплив на несучу здатність двох факторів: рівня навантаження і втрати захисного шару в стиснутій зоні бетону, а також розглянуто вплив їх одночасної дії. Проведено два варіанта моделювання для визначення фактору, що має пріоритетний вплив на несучу здатність елемента. Перший варіант призначений для формування матриці залежності впливу факторів на несучу здатність елемента з подальшим визначенням коефіцієнтів впливу і формування рівняння регресії. Аналізуючи рівняння було отримано значення впливу факторів і їх взаємодії на несучу здатність елемента. Другий варіант - моделювання експерименту в програмному комплексі Femap NX Nastran. При аналізі отриманих даних було сформовано таблицю з варіації факторів, їх комбінації та демонстрації їх впливу на максимальні сумарні переміщення моделі з подальшим аналізом цих даних. Залізобетонні балки, пошкоджені без початкового рівня навантаження, демонстрували деформаційність у 1,48 рази більшу, ніж контрольні. Зразки, які отримали подібні пошкодження при рівні навантаження 0,3 від несучої здатності контрольного взірця, показали менший приріст деформації (в 1,18 рази), ніж контрольні балки. Можна виділити основним фактором рівень навантаження для згинаних залізобетонних балках при пошкодженні в стиснутій зоні (при втраті захисного шару). Отримані результати підтверджують актуальність і доцільність в проведенні експериментів з метою визначення залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних елементів.

Для виконання досліджень було виготовлено залізобетонні балки розмірами 100×100×2100 мм, бетонні призми розмірами 150×150×600 мм, бетонні куби 150×150×150 мм, бетонні циліндри діаметром 100 мм і висотою 200 мм. Для визначення фізико-механічних характеристик арматури випробувано по 3 зразки для кожного діаметру арматури, відібраних з тієї ж партії поставки.

Залізобетонні балки випробувано шляхом виконання поетапного навантаження двома зосередженими силами в третинах прольоту. З метою вимірювання деформацій бетону та арматури використовували індикатори годинникового типу, для прогинів – прогиномири Аістова.

Залізобетонні балки поділено на дві серії. 1-ша серія дослідних зразків армована робочою арматурою 2Ø14A500С, тоді як 2-га серія була виготовлено з робочим армуванням у вигляді 2Ø12A500С. Усі інші параметри дослідних зразків ідентичні.

Пошкодження виконували при рівнях навантаження 0.3; 0.5 та 0.7 від  $M_{ult}^{exp}$  (де  $M_{ult}^{exp}$  – згинальний момент, при якому відбулося вичерпання несучої здатності залізобетонних балок внаслідок текучості робочої арматури). Дослідний зразок навантажували згідно розробленої методики, і при досягненні відповідного рівня навантаження здійснено пошкодження стиснутого бетону в центральному перерізі. Геометричні розміри пошкодження становили 20×30 мм або 80×30 мм (де 20 мм і 80 мм ширина пошкоджень, 30 мм глибина пошкоджень, і на всю ширину балки). Пошкодження виконували поетапно, із кроком зростання глибини пошкодження 10 мм. Після цього балки продовжували поетапно навантажувати, аж до вичерпання несучої здатності, за методикою як до виконання пошкодження. Вибрані варіанти ширини пошкодження, обумовлено дослідженням впливу розподіленого та точкового пошкодження бетону в стиснутій зоні на несучу здатність та деформативність згинаних залізобетонних елементів.

В **розділі 3** наведено отримані результати міцності та деформативності залізобетонних балок.

Фізичне руйнування контрольних балок із робочою арматурою 2Ø14A500С відбувалось в момент досягнення текучості в розтягнутій арматурі та роздроблення стиснутої зони бетону. Руйнування дослідних зразків 1-ї серії із пошкодженням виконаним при 0, 0.7  $M_{ult}^{exp}$  розмірами 20x30 мм та при 0.5  $M_{ult}^{exp}$

розмірами 80x30 мм, відбулось за рахунок роздроблення стиснутої зони бетону. Такий тип фізичного руйнування залізобетонних зразків 2-ї серії було зафіксовано після проведеного експерименту, окрім зразків пошкоджених при 0.5, 0.7  $M_{ult}^{exp}$ .

Приріст прогинів залізобетонних балок (до пошкодження) відбулося аналогічно як і для контрольних балок. Проте під час пошкодження стиснутого бетону, при сталому навантаженні, прогини зростали інтенсивніше та з такою ж динамікою зростали при подальшому навантаженні зразка.

Аналіз результатів експериментальних випробувань показав, що несуча здатність залізобетонних балок з пошкодженою зоною стиснутого бетону зменшується в порівнянні з контрольними зразками. Зниження несучої здатності залізобетонних балок 1-ї серії в порівнянні з зразками, що отримали пошкодження без навантаження становило 22.89%. В той час, як пошкодження виконане за дії навантаження в залізобетонних балках 1-ї серії, продемонстрували зниження несучої здатності на 17.57...23.61% відносно контрольних зразків. Вплив варіювання ширини пошкодження в стиснутій зоні бетону на несучу здатність не суттєвий, оскільки він не перевищує 1%.

Результати випробування зразків 2-ї серії, пошкоджених без навантаження, показали зниження несучої здатності на 6.13...16.77% в порівнянні з контрольними зразками тієї ж серії. Пошкодження за дії навантаження залізобетонних балок 2-ї серії (з робочою арматурою Ø12A500C) призвело до зниження несучої здатності на 6.14...23.32% відносно контрольних.

В 2-й серії пошкодження виконані розмірами 80x30мм продемонстрували приріст несучої здатності в діапазоні 12.8...15.91% відносно залізобетонних зразків з пошкодженнями розмірами 20x30мм, а також було зафіксовано залежність від рівня навантаження, при якому виконувалось пошкодження.

Зміна ширини пошкодження стиснутої зони (з 20 мм до 80 мм) впливає на залишкову несучу здатність залізобетонних балок кожної серії по-різному.

В розділі 4 запропоновано методику розрахунку залізобетонних балок з пошкодженням стиснутого бетону в центральному перерізі за дії навантаження на базі деформаційної моделі згідно діючих норм. На першому етапі визначено параметри напружено-деформованого стану залізобетонних балок до здійснення пошкодження. На другому етапі розрахунку визначено параметри із врахуванням зміни геометричних характеристик внаслідок отриманого пошкодження і до вичерпання несучої здатності. Дослідні зразки 1-ї серії продемонстрували відхилення несучої здатності експериментальних результатів відносно теоретичних в межах 4.03...10.57%. Балки 2-ї серії із робочою арматурою 2Ø12A500C показали відхилення несучої здатності визначеної експериментальним та теоретичним шляхом в межах -1.73...15.37% в сторону завищення експериментальних даних. Максимальне відхилення теоретичного та експериментального значень несучої здатності балок 2-ї серії, які пошкоджені до дії навантаження із розмірами пошкодження 80×30 мм, становило 15.37%. Інші експерименти не перевищили відхилення 10.62%.

Аналіз отриманих теоретичних та експериментальних результатів показав, що запропонована методика розрахунку показала задовільну збіжність отриманих результатів. Що дозволяє використовувати дану методику теоретичного розрахунку для визначення напружень в бетоні та робочій арматурі, і прогини в залізобетонних елементах прямокутного перерізу з пошкодженням стиснутого бетону за дії навантаження в центральному перерізі.

**Ключові слова:** залізобетонна балка, згинанні залізобетонні елементи, пошкодження бетону, стиснута зона бетону, за дії навантаження, несуча здатність, міцність, нормальні перерізи, деформації.

## **ABSTRACT**

Lobodanov M.M. Strength and deformability of bending reinforced concrete elements with damaged concrete under load. - Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

The dissertation is presented to obtain the degree of Doctor of Philosophy on a specialty 192 – Construction and Civil Engineering, in the area of expertise 19 – Architecture and Construction, Lviv Polytechnic National University, Ministry of Education and Science of Ukraine, Lviv, 2021.

The dissertation is devoted to solve the problem of the influence of concrete damage in the compressed zone, receiving under load, on strength and deformability of the bending reinforced concrete elements of rectangular section.

Section 1 is analysed researching on this topic conducted in Ukraine and abroad. The causes and types of reinforced concrete structures damage generally and with an accentuation on concrete damage are described. The most common cause of concrete damage is the impact of an aggressive environment. Construction damage occurs under a load of different intensities - starting from the structure`s own weight influence, and with the addition of technological equipment, movable mechanisms, environmental impact (snow, wind), etc. The load action causes cracks in the reinforced concrete structures, which leads to an increase in deformability. Existing stresses and strains in the concrete and reinforcement elements accelerate the spread of damage. In this case, there is a need for strengthening or restoring the serviceability of these structures. When choosing and adopting an effective method of reinforcement, it is important to have complete information about the stress-strain state of reinforced concrete structures and the impact of existing damage.

Based on a review of literature sources, research objectives are formulated.

Section 2 is presented the program and methods of experimental research.

Theoretical researching of the influence of damage in the compressed area in bending reinforced concrete elements is presented. The main attention is paid to the comparison of the impacting two factors on the bearing capacity: level of loading and the loss of the cover in the compressed area. In the first step, carried the formation of a matrix of the depending impact of each factor on the bearing capacity with the subsequent determination of coefficient of influence and the formation of the regression equation. Analysing the regression equation, obtained results of the impact of factors, and their interaction, on the bearing capacity of the element. Second step is modelling experiment, using software “Femap with NX Nastran”. Thereafter, there was created a table of the distribution factors and their combinations with the indications of their impact on the carrying capacity of the model. It is possible to concluding, that the main factor is the initial level of loading, when the bending reinforced concrete beams received damages. Tested beams were damaged without an initial load level showed a deformability of 1.48 times greater than the regular. Samples, what received a similar damage at a load level of 0.3 from the bearing capacity of the regular, showed a smaller increase of deformability (1.18 times) than regular beam. The obtained results show the relevance and expediency of conducting experiments with the aim of determination of the residual bearing capacity in damaged reinforced concrete elements.

To perform the research, reinforced concrete beams with dimensions of 100×100×2100 mm, concrete prisms with dimensions of 150×150×600 mm, concrete cubes of 150×150×150 mm, concrete cylinders with a diameter of 100 mm and a height of 200 mm were made. To determine the physical and mechanical characteristics of the reinforcement, 3 samples were tested for each diameter of the rebar, which is taken from the same batch.

Reinforced concrete beams were tested by performing a phased load with two concentrated forces in thirds of the span. In order to measure the deformations of



concrete and reinforcement, clock-type indicators were used, for deflections - an Aistov deflection indicators.

Reinforced concrete beams are divided into two series. The 1st series of samples is reinforced with working rebars 2Ø14A500C, while the 2nd series is made with working reinforcement in the form of 2Ø12A500C. All other parameters of the samples are identical.

Damage was performed at load levels of 0.3; 0.5 and 0.7 from  $M_{ult}^{exp}$  (where  $M_{ult}^{exp}$  is the bending moment at which the bearing capacity of reinforced concrete beams was exhausted due to the yield of the working reinforcement). The samples were loaded according to the developed method, and when the appropriate load level was reached, the compressed concrete in the central section was damaged. The geometric dimensions of the damage were 20×30 mm or 80×30 mm (where 20 mm and 80 mm width of the damage, 30 mm depth of damage, and the entire width of the beam). The damage was performed in stages, with a step of increasing the depth of 10 mm. After that, the beams continued to be gradually loaded, until the load-bearing capacity was exhausted, according to the method, which used before damaging. The selected variants of damage width are conditioned by the study of the influence of distributed and pointed damage to concrete in the compressed zone on the bearing capacity and deformability of bending reinforced concrete elements.

Section 3 is described the results of the researching strength and deformability of reinforced concrete beams.

Physical destruction of control beams with working reinforcement 2Ø14A500C was occurring at the moment of achieving yielding in the stretched reinforcement and crushing compressed zone of concrete. Typical destruction of samples with damage that have been performed without load and under initial load in the 1st series is crushing compressed zone of concrete. In the 2nd series, for control and damaged samples with and without load, typical fracture is the crushing compressed concrete zone too, except for samples damaged at

Increasing deflections of reinforced concrete beams (before damage) occurred in the same way as for control beams. However, during the damage of compressed concrete, under constant loading, the deflections increased more intensively and with the same dynamics increased with further loading of the sample.

Analysis of the results of experimental tests showed that the load-bearing capacity of reinforced concrete beams with a damaged area of compressed concrete is reduced compared to control samples. The decrease in the bearing capacity of reinforced concrete beams of the 1st series in comparison with the samples that received damage without load was 22.89%. While the damage was performed under the action of load in reinforced concrete beams of the 1st series, showed a decrease in bearing capacity by 17.57... 23.61% relative to control samples. The effect of varying the width of the damage in the compressed zone of concrete on the load-bearing capacity is not significant, because it does not exceed 1%.

The results of testing the samples of the 2nd series, damaged without load, showed a decrease in bearing capacity by 6.13... 16.77% compared with control samples of the same series. Damage due to the load of reinforced concrete beams of the 2nd series (with working reinforcement  $\text{Ø}12\text{A}500\text{C}$ ) led to a decrease in bearing capacity by 6.14... 23.32% relative to the control.

In the 2nd series of damage, the 80×30mm performance showed an increase in bearing capacity in the range of 12.8 ... 15.91% relative to reinforced concrete samples with 20×30mm damage, and was recorded dependence of the applied load level at which the damage was performed.

Changing the width of the damage to the compressed zone (from 20 mm to 80 mm) affects the residual load-bearing capacity of reinforced concrete beams of each series in different ways.

Section 4 is proposed a method for calculating reinforced concrete beams with damage of the compressed concrete in the central section under the action of load on

the basis of the deformation model, according to current rules. At the first stage, the parameters of the stress-strain state of reinforced concrete beams before damage are determined. At the second stage of calculation the parameters are determined taking into account the change of geometrical characteristics due to the received damage and until the bearing capacity is exhausted. The experimental samples of the 1st series showed the deviation of the bearing capacity of the experimental results relative to the theoretical ones in the range of 4.03 ... 10.57%. Beams of the 2nd series with working rebars 2Ø12A500C showed the deviation of the bearing capacity determined experimentally and theoretically in the range of -1.73 ... 15.37% in the direction of overestimation of the experimental data. The maximum deviation of the theoretical and experimental values of the bearing capacity of the beams of the 2nd series, which are damaged by the load with a damage size of 80×30 mm, was 15.37%. Other experiments did not exceed the deviation of 10.62%.

Analysis of the obtained theoretical and experimental results showed that the proposed calculation method showed satisfactory convergence of the results. That allows you to use this method of theoretical calculation to determine the stresses in concrete and working reinforcement, deflections in reinforced concrete elements of rectangular cross section with damaged compressed concrete under the action of load.

Keywords: reinforced concrete beam, bending reinforced concrete elements, damaged concrete, compressed concrete zone, under load, bearing capacity, strength, bending moment, deformations.

### **Список опублікованих праць**

#### **Публікації у наукових фахових виданнях України**

1. Лободанов М. М., Вегера П. І., Бліхарський З. Я. Аналіз впливу основних видів дефектів та пошкоджень на несучу здатність залізобетонних елементів // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Серія: Теорія і практика будівництва. 2018. № 888. С. 93–100. *(Виконано аналіз*

*досліджень впливу видів пошкоджень та дефектів на несучу здатність залізобетонних елементів, з метою визначення пріоритетності їх для дослідження).* (Index Copernicus).

2. Лободанов М. М., Вегера П. І., Бліхарський З. Я. Аналіз основних методів дослідження впливу пошкоджень на несучу здатність в залізобетонних елементах // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т вод. госп-ва та природокористування. Рівне, 2018. Вип. 36. С. 389–396. *(Виконано аналіз існуючих методів дослідження та запропоновано методика на основі проаналізованих матеріалів).*

3. Кущенко В. М., Канюк В. М., Лободанов М. М. Підсилення фундаментів шахтних вентиляційних установок за умов техногенної ерозії ґрунтової основи // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Серія: Теорія і практика будівництва. 2019. № 912. С. 108–114. *(Виконано аналіз зміни роботи залізобетонного елемента внаслідок пошкодження і початку роботи як згинаний залізобетонний елемент, проаналізовано виконання реконструкції із врахуванням вище вказаних факторів).* (Index Copernicus).

4. Лободанов М. М., Вегера П. І., Бліхарський З. Я. Визначення несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженням за дії навантаження // Наука та будівництво. 2020. № 26(4). С. 26-32. *(Експериментальним шляхом визначено несучу здатність залізобетонних балок з пошкодженнями робочої бетону за дії навантаження).* (Index Copernicus).

#### **Публікації у закордонних наукових періодичних виданнях**

5. Lobodanov M., Vegera P., Blikharskyu Z. Influence analysis of the main types of defects and damages on bearing capacity in reinforced concrete elements and their research methods // Production Engineering Archives. 2019. Vol. 22. P. 24–29. *(Виконання аналіз експериментальних та теоретичних методів дослідження впливу пошкодження на напружено-деформований стан згинаних залізобетонних елементів).* (Index Copernicus).

#### **Публікації тез та доповідей за матеріалами конференцій**

6. Lobodanov M., Vegera P., Blikharskyu Z. Planning experiment for researching reinforced concrete beams with damages // Lecture Notes in Civil Engineering (Proceedings of CEE 2019. Advances in resource-saving technologies and materials in civil and environmental engineering). 2020. Vol. 47. P. 243–250. *(Виконано визначення пріоритетності факторів впливу на несучу здатність залізобетонних елементів з отриманим пошкодженням за дії навантаження).* (Scopus).

7. Lobodanov M., Vegera P., Blikharskyu Z. Influence of Damages in the Compressed Zone on Bearing Capacity of Reinforced Concrete Beams // Lecture Notes in Civil Engineering (International Scientific Conference EcoComfort and Current Issues of Civil Engineering). 2020. Vol. 100. P. 260–267. *(Виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок та аналіз отриманих результатів).* (Scopus).

8. Лободанов М. М., Вегера П. І., Бліхарський З. Я. Дослідження сумісного впливу пошкодження стиснутої зони бетону та недостатнього армування в згинаних залізобетонних елементах // Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доповідей III всеукраїнської науково-практичної конференції, 17-18 грудня 2020 р., Одеса - Одеса: Одеська Державна академія будівництва та архітектури. – С. 157. *(Виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок та аналіз їх деформацій).*

Зміст	
ВСТУП.....	15
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД НАУКОВИХ ДЖЕРЕЛ ПРО СУЧАСНИЙ СТАН ДОСЛІДЖЕНЬ ЗГИНАНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ З ПОШКОДЖЕННЯМ БЕТОНУ .....	20
Несуча здатність залізобетонних елементів при пошкодженні. ....	20
Основні методи дослідження і розрахунку впливу пошкоджень за дії навантажень. ....	27
Висновок з розділу 1.....	39
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	40
Визначення пріоритетних факторів для дослідження.....	40
Програма експериментальних досліджень залізобетонних балок.....	43
Конструкція дослідних зразків.....	45
Фізико-механічні характеристики матеріалів дослідних балок.....	46
Опис дослідної установки та методика проведення експериментальних досліджень .....	50
Висновок з розділу 2.....	54
РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ .....	55
Несуча здатність експериментальних балок.....	55
Деформативність експериментальних балок.....	89
Висновок з розділу 3.....	119
РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ПОШКОДЖЕННЯМ АРМАТУРИ ПРИ ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНОЮ МОДЕЛЛЮ.....	121
Методика розрахунку несучої здатності та прогину залізобетонних балок з пошкодженням в стиснутій зоні.....	121
Аналіз результатів виконаних розрахунків.....	126
Висновок з розділу 4.....	151
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ .....	153
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	156
ДОДАТКИ.....	178

## ВСТУП

В будівельній сфері є нерідким випадком пошкодження елементів на різних етапах: при транспортуванні, експлуатації, монтажі та інші. Оскільки заміна елемента не завжди можлива через різні обставини, це спричиняє значні фінансові втрати, логістичні та інші. Через ці причини зростає доцільність в дослідженні впливу пошкодження на несучу здатність конструкцій будівель та споруд. Оскільки найбільш поширеними конструкціями є залізобетонні, зростає доцільність досліджень впливу пошкоджень на залізобетонні конструкції. Дія пошкодження в залежності від його типу має значну варіативність. У випадку наявності пошкодження арматури в залізобетонному елементів в поєднанні з пошкодженням стиснутого бетону складність дослідження даного елемента значно зростає. Вплив негативних зовнішніх чинників на залізобетонні елементи може мати різну варіативність, найчастіше відбувається в першу чергу пошкодження бетонної складової конструкцій. Цей негативний вплив відбувається найчастіше під дією навантаження, яке сприймає залізобетонний елемент, знижуючи його несучу здатність. Оскільки найбільш поширеними є згинанні конструкції, зростає доцільність виконання досліджень загнаних залізобетонних елементів з пошкодженням бетону під дією навантаження.

### **Актуальність теми дослідження.**

З кожним роком зростає тенденція використання будівель і споруд в нових цілях, що призводить до потреби зміни конструктивних рішень. В таких випадках, при обстеженнях виникає потреба в аналізі несучої здатності пошкоджених конструкцій. Пошкодження може відбуватись при різних етапах використання елемента в будівництві: перевезені, монтажі, експлуатації та інших. На даний період згідно діючих норм залишкова несуча здатність визначається методом еквівалентного елемента. Таким чином, визначається міцність зменшеного поперечного перерізу (відкидається частина з пошкодженням). Даний розрахунок виключає з врахування зони, які сприймають навантаження, але розміщені в площинні пошкодження.

На теперішній час дослідження впливу пошкоджень на залишкову міцність елементів постійно збільшуються з огляду на їх доцільність. Але питання залишкової несучої здатності пошкодженого залізобетонного елемента в значній мірі не розкрито, що обумовлено великою кількістю варіативності впливу різних пошкоджень бетону та арматури, а також їх комбінацій.

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.** Тема дисертації відповідає науковому напрямку інституту будівництва та інженерних систем та кафедри будівельних конструкцій та мостів Національного університету «Львівська політехніка».

**Мета роботи.** Експериментальне та теоретичне дослідження зміни параметрів напружено-деформованого стану залізобетонних балок з пошкодженнями бетону в стиснутій зоні під дією навантаження.

Для вирішення поставленої мети реалізовані наступні **задачі досліджень:**

- проаналізовано існуючий стан досліджень акцентуацією, який виступає вплив пошкоджень бетону та арматури на несучу здатність згинаних залізобетонних елементів;
- розроблено програму та методику експериментальних досліджень залізобетонних балок з пошкодженнями бетону в стиснутій зоні, отриманими за дії навантаження;
- виконано експериментальні дослідження впливу пошкоджень бетону в стиснутій зоні, отриманими за дії навантаження на параметри міцності, деформативності залізобетонних балок;
- проведено аналіз отриманих результатів експериментальних досліджень;
- запропоновано методику розрахунку міцності та деформативності залізобетонних балок з пошкодженням бетону в стиснутій зоні за дії навантаження.

**Об'єкт дослідження** – залізобетонні балки з пошкодженнями бетону в стиснутій зоні.



**Предмет дослідження** – параметри напружено-деформованого стану залізобетонних балок з пошкодженнями бетону в стиснутій зоні, отриманими за дії навантаження.

**Методи дослідження** – аналітичні дослідження наявних джерел за темою дисертації, експериментальні та теоретичні дослідження залізобетонних балок з пошкодженням бетону за дії навантаження та їх порівняльний аналіз.

**Наукова новизна отриманих результатів:**

- отримані нові результати експериментальних досліджень міцності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних балок з врахуванням впливу варіативності пошкоджень бетону в стиснутій зоні за дії навантаження;
- встановлено, що пошкодження бетону в стиснутій зоні зменшує в цілому несучу здатність залізобетонних балок, при отриманні пошкодження висотою 30 мм бетону що сприймає максимальні стискаючі зусилля в центральному перерізі несуча здатність знижувалась в діапазоні 11,58...23,33%, при зниженні поперечного перерізу робочого армування з 2Ø14 до 2Ø12 вплив наявності пошкодження бетону на несучу здатність відносно балок без пошкодження бетону призвело до зниження несучої здатності в діапазоні 6,13...23,32%;
- експериментально визначено, що рівень навантаження, при якому відбувається пошкодження бетону в стиснутій зоні суттєво впливає на кінцеву несучу здатність залізобетонних балок;
- експериментально встановлено, що “точкове” пошкодження в порівнянні з розподіленим не несе суттєвої відносності на несучу здатність залізобетонних балок без з імітацією пошкодження головної арматури, але для залізобетонних балок з недостатнім робочим армуванням “точкове” пошкодження має більш неактивніший вплив на несучу здатність чим розподілене пошкодження;
- визначено, що несуча здатність залізобетонних балок залежить від варіативності ширини пошкодження та рівня навантаження, при якому було здійснено пошкодження, ця варіативність змінює свої залежності при наявності імітації пошкодження робочого армування;

- запропонована на базі деформаційної моделі методика розрахунку несучої здатності та деформативності залізобетонних балок з пошкодженнями бетону, що працює на стиск, отриманими за дії навантаження.

**Практичне значення отриманих результатів** роботи полягає у використанні отриманих результатів експериментально-теоретичних досліджень при визначенні параметрів напружено-деформованого стану залізобетонних балок з бетону в стиснутій зоні, що дозволить прийняти ефективні методи з підсилення та відновлення їх несучої здатності та експлуатаційної придатності.

**Впровадження результатів роботи.** На основі отриманих та проаналізованих теоретичних та експериментальних досліджень розроблено уточнення до розрахунку за деформаційною моделлю, що вплив пошкодження бетону на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій, отриманих за дії навантаження. Що надає можливість імітувати реальну роботу конструкції під навантаженням при бетону пошкодженнях в стиснутій зоні. Результати роботи використані у держбюджетних науково-дослідних роботах.

**Особистий внесок здобувача:**

- розроблення планування і методики експериментальних досліджень та проведення випробувань залізобетонних балок з пошкодженнями бетону в стиснутій зоні, отриманими за дії навантаження;
- обробка та аналіз виконаних експериментальних досліджень;
- розроблення на базі деформаційної моделі методики визначення несучої здатності та деформативності залізобетонних балок з пошкодженням бетону в стиснутій зоні за дії навантаження;
- порівняльний аналіз отриманих експериментальних та теоретичних результатів.

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

**Апробація результатів дисертації.** Основні положення дисертаційної роботи доповідалися та обговорювалися на міжнародній науково-технічній конференції «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (16-

18 жовтня 2018, Рівне); на XVII-й міжнародній науковій конференції «Issues of Civil and Environmental Engineering Lviv - Košice – Rzeszów» (11-13 вересня 2019, Львів); на II-й міжнародній науковій конференції «Ecomfort and current issues of civil engineering» (16-18 вересня 2020, Львів); на III-й всеукраїнській науково-практичній конференції «Проблеми та перспективи розвитку будівельного комплексу» (17-18 грудня 2020, Львів)

**Публікації.** За темою дисертації опубліковано \_ наукових праць, з них \_ статей у фахових виданнях України, 7 стаття у науковому періодичному виданні іншої держави (загалом 4 статті в науково-метричних базах даних), 2 тези доповідей на конференціях.

**Структура та обсяг роботи.** Дисертація складається із вступу, 4 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел із 192 найменувань, 4 додатків. Робота викладена на 200 сторінках, які включають 129 сторінок основного тексту, 11 таблиць та 144 ілюстрацій.

## **РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД НАУКОВИХ ДЖЕРЕЛ ПРО СУЧАСНИЙ СТАН ДОСЛІДЖЕНЬ ЗГИНАНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ З ПОШКОДЖЕННЯМ БЕТОНУ**

### **Несуча здатність залізобетонних елементів при пошкодженні.**

Питання класифікації пошкоджень залізобетонних конструкцій розкривається в нормах і дослідницьких наукових роботах в різних країнах. Так однією із таких є ухвалена технічним комітетом DCC-104 RILEM (Міжнародної спілки експертів та лабораторій з випробування будівельних матеріалів, систем і конструкцій), починаючи з 1991 р. навів класифікацію пошкоджень в бетонних конструкціях [1] за три роки, на які посилається автори в роботі [2].

При розкритті питання залишкової несучої здатності згинаних залізобетонних елементів при пошкодженні важливе місце займає класифікація пошкоджень і дефектів. В якій найбільш розповсюдженими зі втратою захисного шару згідно [3,4] є: сколювання захисного шару бетону (відбувається при: механічному пошкодженні при перевезенні та експлуатації, корозії арматури, вогневих впливах) і відшарування лещаток бетону (відбувається при: вогневі впливи, тиск новоутворень (солей, льоду), замокання при порушенні правил експлуатації).

В дослідженні питання впливу пошкоджень на міцність та деформативність згинаних залізобетонних елементів автор [5] акцентує увагу на неврахуванні в діючих нормах [6,7,8] можливість визначення залишкової несучої здатності, що викликає необхідність в формуванні проблем реалізації, пропозицій стосовно рішення, використання наявних напрацювань, реалізації рішень, формування кінцевого розрахунку і методології. Графічне відображення класифікацій пошкоджень і дефектів будівельних конструкцій в [2].

Основні проблеми реалізації методики визначення залишкової несучої здатності [5]:

- в утворенню часткового руйнування, оскільки фронт руйнування відбувається не паралельно до осей симетрії, а переходом від плоского згину до косого;

- виникнення складного напружено-деформованого стану призводить до розрахунку за спрощеною схемою, основаною на зведенні до плоского згину в різних площинах;

- необхідні експериментальні та теоретичні дослідження пошкоджених елементів, що працюють на згин і розробка експериментально перевіреної методики розрахунку міцності цих елементів.

Пропозиції до рішення і напрацювання для вирішення:

- проведення експериментальних досліджень і розробка методики розрахунку елементів залізобетонних конструкцій, що працюють на косий згин, впровадження в теорію розрахунків міцності залізобетонних елементів нелінійної деформаційної моделі з використанням повних діаграм деформування бетону та арматури;

- впровадження спрощеної деформаційної моделі без втрати точності розрахунків, для їх практичного застосування інженерами, і науковцями;

- використання методики Степова О.В. [9], дозволяє отримати необхідні для розрахунку параметри неруйнівним методом при обстеженні конструкції і в процесі експлуатації, і прогнозувати втрату площі перерізу арматури в тріщині при конкретному режимі експлуатації;

- аналіз числових значень деформацій повзучості, що дозволяє зробити висновок: швидко наростаючі деформації можуть становити значну частку деформацій повзучості;

- використання розрахунку без ітераційних методів спрощує методику визначення міцності залізобетонних елементів, що працюють на косий вигин. Це питання розглянуто в праці Павліков А.М., Бойко, О.В [10].

В дослідженні [5] змодельований напружено-деформований стан балкових залізобетонних елементах за допомогою ПК «Ліра 9.6», на основі ізополів, з використанням кусково-лінійної залежності, яку можливо застосувати для будь-якого матеріалу, як основного, так і додаткового. Як зазначає автор, послідовний аналіз ізополів напружень в матеріалах реальної конструкції дозволяє достовірно

оцінити вплив конструктивних чинників на несучу здатність, передбачити характер подальшого деформування і фізичного руйнування.

Для визначення залишкової несучої здатності пошкоджених згинаних залізобетонних елементів проводилось на балках таврового профілю в роботі [11]. Проаналізовано можливість реалізації різних типів пошкодження в ролі факторів варіювання при моделюванні в ПК "Ліра 9.4":

- пошкоджена частина полки, виражена відношенням ( $b_{eff1}/b_{eff2}$ ), де  $b_{eff1}$  - величина пошкодження;  $b_{eff2}$  - величина звисів полиці;
- глибина пошкодження  $a_1$ , виражена через відношення глибини ушкодження полки до товщини полки ( $a_1 / h_{f1}$ );
- кут пошкодження  $\beta$ , виражений через відношення кута ушкодження до кута нахилу полки, рівному  $90^\circ$ .

Як зазначає висновок в роботі, що моделювання пошкоджень згинаних залізобетонних елементів в програмних комплексах на основі метода скінчених елементів є шляхом до визначення залишкової несучої здатності, але це доволі трудомісткий процес.

В роботі [12] розглядається вплив факторів пошкодження таврових балок на величину їх руйнівного навантаження. В процесі обробки отриманих експериментальних даних за методикою [13], з видаленням незначущих коефіцієнтів рівнянь регресії, отримана адекватна математична модель, що володіє достатньою інформаційною корисністю і за якою можна оцінити вплив досліджуваних факторів на вихідні параметри балок, геометрична інтерпретація яких представлена візуальному відображенні в [12], через рисунок з однофакторною залежністю впливу варійованих факторів на показник міцності та графік спільного впливу варійованих факторів на руйнівне навантаження балок.

Дослідження впливу корозійних пошкодження в залізобетонних балках від впливу агресивного середовища розглянуті в роботах [14-17]. З акцентуацією на пошкодженні в центральному перерізі та по всій довжині елемента, такі пошкодження є характерні для виробничих будівель та споруд в хімічній

промисловості. Дослідження питання впливу при дії навантаження корозійної складові впливу агресивного середовища на міцність продемонстрована в роботах [18-20], де акцентуація висновків є на зменшенні відносного видовження арматури при такому впливові.

Найбільш поширеним дефектом є корозія арматури. В результаті корозії, її об'єм збільшується, що призводить до порушення цілісності захисного шару [21]. Процес перебігає у прихованій формі і призводить до зменшення несучої здатності. В залізобетонних конструкціях найбільш поширеною є електрохімічна корозія. В умовах експлуатації більшості конструкцій між двома елементами, які перебувають у контакті, виникає електрична взаємодія. У багатьох випадках маловуглецева сталь є анодом відносно низьколегованої. При цьому зауважимо, що сама маловуглецева сталь має неоднорідну структуру, що може бути фактором, який сприяє корозії. Візуальне відображення початкових етапів корозії в [21].

Швидкість корозії залежить від факторів, що пов'язані з кількістю кисню та проникністю бетону:

- від контакту з сталлю та іонопроникністю водною фазою бетону, яка залежить від складу та кількості води в бетоні;
- наявності анодних та катодних ділянок на металі, що спостерігається при оголенні будь-якої частини арматури;
- присутності кисню, який сприяє реакціям.

Потенціально причиною корозії може бути наявність хлоридів при пористому бетоні. Корозія арматури призводить до зменшення площі її перерізу і, як результат - падіння несучої здатності елемента конструкції, споруди.

Вплив дії агресивного середовища на згинанні залізобетонні елементи по робочій ширині розглянуто в праці [22] і зазначенні наступні аспекти впливу:

Руйнування залізобетонних балок в середовищі сірчаної кислоти відбувається внаслідок корозії бетону і на деяких зразках в поєднанні з корозією арматури. Корозію бетону викликають хімічні реакції кислоти зі складниками цементного каменю, які містять кальцій. При цьому корозія перебігає поступово від

зовнішніх шарів бетону вглиб експериментальних зразків з утворенням контактного шару.

Корозійні процеси призводять до зменшення розмірів поперечного перерізу балок в часі по лінійній залежності. Зменшення площі перерізу стиснутого бетону, як і робочої висоти перерізу загалом, викликає збільшення напружень в бетоні і арматурі. Руйнування балок відбувається за досягнення напружень в арматурі межі текучості з подальшим роздробленням бетону стиснутої зони. В окремих випадках руйнування відбувається за похилим перерізом внаслідок поступової корозії фактично усіх поперечних стрижнів.

Методика норм [23] в усіх випадках під час розрахунку згинальних залізобетонних елементів з корозійними пошкодженнями за тривалої одночасної дії агресивного середовища і навантаження не дає змоги з необхідною точністю визначити несучу здатність таких елементів. Розбіжності між теоретичними і фактичними величинами становлять до 13,7 % в бік перевищення теоретичних величин над експериментальними. Це пояснюється впливом корозійних мікротріщин як концентраторів напружень в стиснутому бетоні, і, як наслідок, зменшення міцності бетону за наявності корозійних процесів та тривалої дії навантаження;

Розбіжність експериментальних та розрахункових величин прогинів перед текучістю арматури  $M_u^{exp}$  становить до 14,5 %. Для більшості балок розрахункові величини перевищували експериментальні. За експлуатаційного рівня навантажень  $0,7 M_u^{exp}$  розбіжність експериментальних та теоретичних прогинів становить до 20 %. При цьому для більшості балок експериментальні величини перевищували розрахункові.

Вплив локальної дії агресивного середовища на згинанні залізобетонні елементи по робочій ширині розглянуто в праці [24]. На від мінусу від праці [22] дія агресивного середовища відбувалась в стиснутій зоні бетонну елемента. Слід зазначити, що розбіжність між теоретичними і фактичними величинами несучої здатності становила до 11,2 % в бік перевищення теоретичних величин від експериментальних згідно норм [23].



Вплив агресивного середовища на фізико-механічні характеристики бетону та арматури в наслідок дії агресивного середовища розглянуті в роботах [25-27], з акцентуацією на зниженні міцності та довговічності при тривалому впливі агресивного середовища в даному випадку розглядався термін 5 років.

Впливу рівня корозії на розкриття та поширення в залізобетонних елементах із врахуванням варіативності фізико-механічних характеристик бетону та армування розглянуто в роботах [28-30]. Дослідження впливу розкриття тріщин в бетоні на корозію арматури розглянуто в роботах [31-36], де як висновок подається рекомендація обмеженням ширини розкриття тріщин 0,05 мм в агресивних середовищах. Розгляд питань впливу агресивного середовища та розвитку і поширення корозії в місцях розкриття тріщин розглянуто в значній кількості праць [37-49]. Як наслідок значного дослідження впливу корозії на несучу здатність та деформативність залізобетонних елементів зросло і дослідження антикорозійних рішень, найбільш поширеним рішенням є використання добавок в бетоні [50-59].

Під біологічною корозією розуміють процеси ушкодження бетону [25], викликані продуктами життєдіяльності живих організмів (бактерії, гриби, мохи, лишайники і мікроорганізми), що поселяються на поверхні будівельних конструкцій. Бактерії, гриби, водорості здатні розвиватися на конструкціях з бетону і проникати в капілярно-пористу структуру матеріалу. Продукти їх метаболізму (органічні кислоти і луги) руйнують компоненти цементного каменю (особливо в умовах високої вологості).

Дослідження впливу біокорозії на міцність та тріщиностійкість матеріалів привели до висновку, що міцність бетону, який був підданий тривалій дії різних видів бактерій, зменшується на 30...50%, графік залежності міцності бетону від часу дії біокорозії проілюстровано в [60].

Автори [61] досліджували вплив дефектів залізобетонних конструкцій при виготовленні зі зміщенням армування і сколюванням бетону в згинаних балках прямокутного перерізу з утворенням крутного моменту. За дії крутного моменту в згинаних залізобетонних елементах можливе утворення просторових

спіралеподібних тріщин від самого крутного моменту, так і значне зниження тріщиностійкості по нормальних і похилих перерізах в 4,7 рази.

Значення крутних моментів, при яких з'являються перші спіралеподібні тріщини, в середньому, в 4,2 рази є меншими від згинальних моментів, при яких появляються перші нормальні тріщини в дослідних зразках-балках аналогічної конструкції. При цьому, наявність крутного моменту середньої величини ( $0,45T_u$ ) знижує тріщиностійкість нормальних перерізів звичайних однопрогінних балок в 3,8 разів при середніх значеннях інших дослідних факторів.

Особливо небезпечним є вплив дефектів і пошкоджень на згинанні залізобетонні елементи [62], які викликають косий згин. В такому випадку відбувається зміна роботи, характеру напружено-деформованого стану, міцності та деформативності згинанного елемента в результаті пошкодження або дефекту елемента. Сукупність різних факторів що утворюють косий згин можна поділити на ендогенні і екзогенні [62]. Внаслідок дії ендогенних факторів найбільш поширеним результатом є зміна геометричних характеристик нормального перерізу елемента залізобетонної балки – зміщення положення центру ваги та повороту головних осей інерції. Унаслідок цього лінія дії силової площини не збігається з головною віссю інерції, яка змінила своє положення, а отже, виникає косе згинання.

Розгляд питання сумісної роботи арматури і бетону при наявності дефекту в зоні їх з'єднання розглянуто в роботах [63,64]. Де виносяться результатом досліджень утворення таких типів дефектів: власних (зумовлених порушенням технологічного процесу, пористість бетону, неякісний розподіл наповнювача і інші); видимі (розкриття мікротріщин); невидимі (порушення з'єднання бетону та арматури).

Рішення захисту від корозії в агресивних середовищах з утворенням фосфатної плівки на поверхні сталевих арматур, без значного впливу на фізико-механічні характеристики бетону та папушень сумісної роботи бетону та арматури розглянуті в роботах [65-69].

В роботі [70] оцінити місцевий пошкоджень бетонних плит шляхом високошвидкісного удару жорстких снарядів, було доведено, що максимальна деформація стиснення на зворотній стороні від удару поверхню, з подальшою руйнацією і високий рівень точності при розрахунку при моделюванні.

Вплив відсутності частини перерізу в нижній зоні згнутого залізобетонного елемента між опорою і точкою прикладання навантаження дослідженого в роботі [71], з демонстрацією результатів негативного впливу на несучу здатність, утворення тріщин.

Досліджень вирішення реконструкції пошкоджених залізобетонних елементів є значна кількість на теперішній час, можна визначити наступні способи: розвантаження конструкції; влаштування нарощування та обойм із різних матеріалів; зміна розрахункової схеми конструкцій; зміна напруженого стану і ін. Виконано значну кількість досліджень з формуванням конструктивних рішень та метод по виконанню робіт по реконструкції залізобетонних елементів [72-82]. Вивчення питання напружено-деформованого стану підсилених згинаних залізобетонних елементів розглянуто в наступних працях [ 83-100].

Розвиток сучасних технологій і наявність при виконанні реконструкції значних обмежень внаслідок технологічних процесів виробництва де розміщений об'єкт реконструкції, обмеження архітектурними рішеннями та іншими все більше стимулює до використання сучасних композитних матеріалів. Дана потреба ринку стимулює досліджень за даною тематикою, на даний час на теренах України присвячені наступні роботи даному питанню [101-120] та закордоном [121-136].

### **Основні методи дослідження і розрахунку впливу пошкоджень за дії навантажень.**

Дослідженням залізобетонних елементів з акцентуацією на роботі бетону: Ахвердов, И. Н. [136-138]; Вировий В.М. [139], Кизирия Г.В. [140], Кривенко П.В. [141], Крусь Ю.А. [142], Солодкий, С. Й. [143]; Бабушкин, В. И. [144];

Байдин, О. В. [145]; Баженов, Ю. М. [146,147]; Мигунов, В. Н. [148], і інші [149-154].

Згідно чинних норм розрахунок здійснюється згідно деформаційною моделлю, дослідженням нелінійного розрахунку напружено-деформованого стану згідно даної методики займалися: Алексеев С.Н., Иванов Ф.М [155], Байков В.Н. [156], Бамбура А.М. [158-160], Барашиков А.Я., Сирота М.Д. [161], Кочкаръов Д.В. [162-163], Митрофанов В.П. [164], Павліков А.М., [165], Vijaya K. [166].

Визначення впливу пошкоджень на залізобетонні конструкції стає все більш актуальним на теренах України, з метою визначення технічного стану конструкції і будівлі в цілому. Застосування існуючих методів є частковим виходом із ситуації тому, що вплив пошкоджень на конструкцію має складний характер. Тому певні методи підходять тільки для певних умов. Яскравим прикладом цього є дослідження Клименко Є.В. [167]. Де при використанні методу на основі комплексу «ЛПРА 9.6» з порівнянням із отриманими результатами були зроблені нижче сказанні висновки:

Так, для стиснутих залізобетонних прямокутних елементів з відносно малими ексцентриситетами спостерігалось висока збіжність результатів розрахунку з експериментальними даними (коефіцієнт варіації дорівнював 0,055). Несуча здатність зразків з ексцентриситетом прикладання сили  $e_0 = 0,25$  м відрізняється від результатів, отриманих при натурному експерименті в кілька разів. На основі існуючих результатів автор удосконалив метод згідно чинних діючих норм [6] з додаванням передумов і припущень.

Для кожного випадку розрахунок складається необхідна кількість рівнянь. Так, для випадку позацентрального стиснення залізобетонного елемента прямокутного перерізу з косим пошкодженням (коли фронт пошкодження не паралельний жодній головній осі) розглядається п'ять рівнянь:

- рівняння рівноваги щодо осі  $x$ ;
- рівняння суми моментів щодо осі  $x$ ;
- рівняння суми моментів щодо осі  $y$ ;

- статичний момент стиснутої зони бетону, щодо осі x;
- статичний момент стиснутої зони бетону, щодо осі y.

Спільне рішення системи рівнянь дає можливість визначити залишкову несучу здатність пошкодженого в процесі експлуатації бетонного або залізобетонного елемента, а значить, оцінити можливість його подальшої нормальної експлуатації або необхідність посилення. Для елементів, що згинаються (без розрахункової арматури в стислій зоні) система спрощується, оскільки немає необхідності визначати напруги в кожному окремому стрижні. Але в цьому випадку виникає необхідність перевірки переармованості згинаного елемента і в разі, якщо  $\xi > \xi_R$  це слід враховувати в розрахунку.

Також слід зазначити метод для досліджень впливу дії дефектів і пошкоджень на згинані залізобетонні елементи, які викликають косий згин зазначений в роботі [20], де внаслідок дефекту при виготовленні і пошкодженні відбувається зміна кута нахилу силової площини в процесі навантаження із подальшим дослідженням впливу вище згаданого кута на міцнісні та деформативні характеристики елемента.

Метод дослідження залізобетонних балок таврового профілю з пошкодженням полицки або її втраті в стиснутій зоні бетону в роботі [11,12] з застосуванням методу [13] аналізу отриманих даних. Дана метод акцентований на впливі трьох основних факторів на залишкову несучу здатність пошкодженого елемента: пошкодження полицки через відношення величини пошкодження до величини звисів полицки; глибини пошкодження через відношення глибини пошкодження полицки до товщини полицки і куту пошкодження через відношення кута пошкодження до кута нахилу полицки.

Вище сказанні методи підходять лише для певних умов через формування їх з акцентуацією на фактори, що суттєво впливають на напружено-деформований стан елемента при певних дефектах і пошкодженнях, але дана акцентуація значно підвищує точність розрахункових даних і їх відповідності до реальних.

Потреба в неруйнівному методі діагностики частково розкривається в застосуванні методу вібродіагностики. Де основні переваги вібраційного методу

полягають в здатності відображати спільну роботу арматури з бетоном, вибіркості по відношенню до найбільш небезпечним дефектів. Даний метод розкиває Кадамцев М.І. в своїй роботі [168].

При проведенні дослідження в роботі [169] робиться акцент на порівнянні динамічних характеристик еталонної конструкції з відповідними динамічними характеристиками моделі з дефектом і локалізацією дефектів з застосування методу вібродіагностики. Зроблені наступні висновки:

При збільшенні розміру дефекту значення частот власних коливань зменшуються, а також свідчать про те, що згинальна форма коливань, є найбільш інформативною характеристикою для локалізації дефектів в конструкції.

На частоту власних коливань конструкцій істотно впливає зміна розмірів і форми перерізу, довжини елемента, модуля пружності матеріалу, щільності матеріалу, захисного шару арматури, а також наявність таких дефектів, таких, як викришування бетону, порожнечі, необхідні для проведення комунікацій, зони не щільності бетону.

При збільшенні області ушкоджень відбувається зменшення жорсткості перерізів балки, що викликає зменшення величин частот власних коливань.

Найкращі результати про місцезнаходження дефекту в конструкції отримані за допомогою методу зміни форми коливань еталонної моделі конструкції і моделі з пошкодженням. Основою даного методу є критерій модальної збіжності (МАС). Вхідними параметрами є частоти власних коливань конструкції і відповідні їм форми коливань.

Значення МАС при використанні форм коливань  $\varphi$  і  $\varphi^*$  (значення переміщень форми коливань конструкції в ушкодженному і непошкодженному стані відповідно в  $j$ -ой точці моніторингу по довжині балки) визначається як:

Похибка локалізації пошкодження балки склала 7-9 см при використанні 7 точок моніторингу, при збільшенні числа точок моніторингу уздовж балки величина похибки зменшується. наведено графік зміни форми коливань моделі конструкції, на якому чітко виражений пік точно вказав розташування пошкодженої області є відображено в [170].

Загальним висновком даного методу є: доцільність використання при певних видах пошкоджень (автор розглядав пошкодження утворенні від перевантаження), потреба в подальшому дослідженні роботи даного метода при інших видах дефектів, рентабельність при використанні певної кількості точок моніторингу в залежності від виду дефекту і об'єкта дослідження.

При розкритті питання вібродіагностики пошкоджень слід звернути увагу на порівняння існуючих алгоритмів виявлення пошкоджень.

Виходячи з вібраційних характеристик, методи ідентифікації пошкодження поділяються на чотири основні категорії: природні частотні методи, методи форми на основі режиму, метод кривизни на основі форми, і методи, що використовують як форми, так і частоти режиму. В роботі [171] розглянуто дане порівняння, з якого можна зробити наступні висновки. Аналіз п'яти досліджених алгоритмів виявлення пошкоджень - це методика індикатору єдиного пошкодження (SDI) на основі частот, метод узагальненої фрактальної розмірності (GFD) на основі форми на основі режиму, метод режиму кривизни форми (MSK) на основі кривизни, метод обірваного згладжування (MSK) та метод індексу шкоди (DIM) на базі енергії від деформації, дав наступні результати в табл. 1.1.

Таблиця 1.1

#### Порівняння алгоритмів виявлення пошкоджень методу вібродіагностики

Алгоритми	Виявлення одиначної пошкодження	Виявлення кількох пошкоджень	Виявлення пошкоджень великої площі	Шумовий імунітет	Датчик відстані допуску
<b>SDI</b>	Так	Ні	Ні	Н/З	Н/З
<b>GFD</b>	Так	Ні	Ні	Відмінно	Відміно
<b>MSC</b>	Так	Так	Так	Добре	Добре
<b>GSM</b>	Так	Так	Ні	Добре	Добре
<b>DIM</b>	Так	Так	Так	Відміно	Відміно

Методи режиму кривизни форми та метод індексу шкоди є відносно надійними при високому вимірюваному шумі та значній відстані між датчиками. Що в свою чергу робить дані два алгоритми задовільними для дослідження

експериментальних зразки з пошкодженнями і порівняння результатів на основі них з іншими способами дослідження пошкоджених залізобетонних елементів.

Метод діагностики базований на моніторингу в реальному часі зміни роботи елемента на основі імпедансу з використанням PZT (свинцю-цирконат-титанат) для залізобетонних конструкцій [169]. Метод базований на структурному моніторингу на базі імпедансу використовуючи зв'язок (електромеханічних властивостей) між накладкою PZT і дослідною структурою. Як ідеалізованим прикладом є відображення електромеханічної системи в [171]. Електричний аспект накладки PZT описує короткозамкненим імпедансом, а структура дослідного взірця представлена механічним імпедансом рухомої точки, який включає в себе ефект маси, жорсткості, демпфірування і граничних умов.

Експериментальна установка для імпедансу SHM складається з тестового зразка, накладок PZT, аналізатора імпедансу (HP4294A) і персонального комп'ютера (ПК), оснащеного програмним забезпеченням для збору даних, як показано в праці.

Накладка PZT живиться від напруги або струму. Інтегрована електромеханічна система може бути електрично представлена електричним опором, на який впливає динаміка PZT і структури взірця. Чутливість до виявлення пошкоджень методу SHM на основі імпедансу тісно пов'язана з обраною смугою частот. Щоб ефективно виявити пошкодження, необхідно, щоб довжина хвилі збудження була меншою за характерну довжину пошкодження. Даний метод досліджений практично в роботі [167] за дії навантаження з пошкодженням у формі засічок по бетонну в верхній частині балки в реальному часі, що робить даний метод перспективним у дослідженні залізобетонних елементів з пошкодженнями.

Метод питомого електричного опору є одним із видів неруйнівних методів дослідження корозійного стану арматури в залізобетонних елементах. Основою якого є залежність питомого електричного опору до питомого опору водяної фази в бетонні і долі об'ємного водонасичення пор з урахуванням поправочних коефіцієнтів від характеристик матеріалів. Даний метод був практично



досліджений в роботі [169], з демонстрацією практичної цінності в виявленні корозії і її ступеня розвитку з залізобетонних елементах. Так при значенні питомого електричного опору 55 - 33 кОм\*см корозія була відсутня, а починаючи зі значення 11 кОм\*см і нижче було виявлено ураження корозією із залежністю різким зростанням ступеня пошкоджень від зменшення питомого електричного опору. Загальним висновком даного методу є: доцільність використання в діагностиці пошкодження корозією на різних етапах, відсутність необхідності в пошкодженні елемента при діагностиці, доцільність використання при діагностиці великої кількості ділянок.

Також слід зазначити доцільність використання і створення систем автоматизованого проектування (САПР). Оскільки, в результаті зростання складності при врахуванні багатфакторності за дії навантаження і інших чинників за наявності пошкоджень і дефектів в залізобетонних елементах значно зростає розрахункова складність. Особливої уваги заслуговує створення нового САПР, через не можливість використання існуючих для складних випадків пошкоджень і дефектів або їх комбінації, або високу трудозатратність. Дослідження формування модульної схеми для вузькоспеціалізованої інтегрованої САПР для діагностування технічного стану об'єктів будівництва є розкрито Єременко Б. М. в роботі [172].

Варіанти чисельного моделювання для прогнозування механічних пошкоджень бетонних конструкцій внаслідок об'ємного розширення продуктів корозії розкриті в [173]. Запропонування авторами універсальної чисельної моделі пошкодження корозії в бетоні має наступні принципи:

- ряд варіантів моделювання утворення та розповсюдження тріщин;
- здатність приймати будь-яку форму корозії навколо армуючих брусків;
- можливість включення в аналіз статичних і динамічних напружень та початкових тріщин та температурних тріщин;
- модулі до і після обробки, які пропонують можливості автоматичної генерації сітки та візуальне зображення розповсюдження тріщин.

Формування методики моделювання мікро та макро пошкодження, через використання ізометричної моделі пружного пошкодження. З допомогою з'єднання двох змінних пошкоджень від розтягу та стиску. Розглянуто в праці [173].

Але на теперішній час використання методу скінчених елементів не враховує можливого підсилення сумісного негативного впливу при корозії, внаслідок взаємозв'язок впливу концентрації напружень і корозійного середовища на витривалість сталей, що вони підсилюють дію один одного. Дослідження даного питання розглянуто в роботах [174-178], які демонструють аргументацію підсилення негативного впливу і пришвидшення руйнування.

Пошкодження внаслідок в корозії мають складний нелінійний ефект при руйнуванні, наприклад корозійне розтріскування. Дане руйнування найчастіше зустрічається в зварних конструкціях із напруженими елементами [179-182], наявність подібних складних ефектів значно ускладнює використання методу скінчених елементів.

Дослідження [183], де акцентуація робиться моделювання нелінійної роботи залізобетонних балок та впливу отворів у них, порівнюючи результати теоретичних даних, отриманих з нелінійної скінцево-елементної моделі, з результатами дослідження повномасштабних моделей балок

Побудова нелінійної моделі залізобетонної балки виконувалась дискретним методом, доступним в ANSYS, при якому для моделювання бетону використовуються тверді елементи з можливостями розтріскування, дроблення та пластичності, тоді як елементи армування - виключно з пластичними характеристиками.

Результати випробування двох повномасштабних залізобетонних балок автори порівнювали з теоретичними результатами, отриманими шляхом аналізу нелінійних моделей в ANSYS. Обидві балки мали проліт 2200мм та січення 320x120мм. Балка В1 була цільною, а балка В2 - з отвором 360 × 80 мм в зоні зрізу.

Результати експерименту демонструють наочний вплив наявності отворів у зоні зрізу залізобетонної балки. Для досліджуваних балок результати виявили зниження нормативної міцності на 20%, а граничної – на 40%. В той же час жорсткість елемента зменшилась на 20%, а точка максимального переміщення змістилась в сторону розташування отвору. Виконуючи порівняння безпосередньо теоретичних та експериментальних значень, отриманих в ході дослідження, автори доходять висновку, що відповідність результатів є достатньо високою.

В роботі [184] розглянуто етапи розвитку основні положення та варіації напрямків скінцево-елементного моделювання залізобетонних елементів, приводить базові логіки та принципи створення скінцево-елементної моделі як лінійно-, так і нелінійно-напруженого стану залізобетонних елементів методами програмного комплексу ANSYS. Де автор викладає процес побудови та аналізу моделі згинаної залізобетонної балки, та доходить висновку щодо ефективності математичного моделювання залізобетонних елементів у порівнянні з результатами дослідження методом експерименту.

У статті [185] проведено детальний нелінійний аналіз механічної поведінки залізобетонних конструкцій при сейсмічних впливах на прикладі повномасштабної кінцево-елементної моделі 5-поверхової будівлі із залізобетонним каркасом до та після виконання підсилення нарощенням залізобетонної діафрагми.

Автори виконали дослідження роботи залізобетонної діафрагми у нелінійній постановці для шістьох варіантів конструювання з різними комбінаціями таких параметрів: клас бетону, міцність арматури, наявність відповідного анкерування, теоретичне горизонтальне навантаження на конструкцію. Створення детальної KE моделі та графічне виведення результатів було виконано методами програмного комплексу FEMAP, а безпосередній розрахунок – у процесорі ReConAn FEA.

В підсумку автори виконують порівняння результатів моделювання з аналітичними результатами згідно Eurocode та дають оцінку відповідності

отриманих даних Загальний приріст сейсмічної стійкості конструкції за рахунок нарозування діафрагми виявився рівним 333%, однак параметричний розрахунок підтверджує важливість забезпечення надійного закріплення стінки до існуючого каркасу. При недостатньому анкеруванні ефективність діафрагми може зменшитись більш ніж на 50%, що призводить до підвищення витрат на реконструкцію. Дослідження виявили, що результати розрахунку несучої здатності, отримані згідно Eurocode мали запас близько 20%.

Використання в дослідженнях нелінійної роботи похилих перерізів залізобетонної балки, розглянуто в роботі [186] пропонує поліпшений аналітичний метод розрахунку основних параметрів тріщиноутворення у залізобетоні, а також проводить порівняння експериментальних, аналітичних та результатів згідно KE моделі. Відхилення результатів аналітичного розрахунку від експериментальних становила приблизно 8%. Значення, отримані за допомогою ABAQUS перевищують експериментальні в межах 16..27%.

У статті [187] було виконано чисельний аналіз поведінки залізобетонної балки при дії різноманітних навантажень та варіантів конструювання, з акцентом на вплив високих температур, а також дослідження впливу різних елементів армування залізобетону на несучість здатність конструкцій після попереднього моделювання дії вогню і руйнування матеріалу балки, як результат.

Створення та математичних моделей залізобетонних балок, наведених у роботі, задання їх властивостей, накладання граничних умов та прикладення навантаження, було виконано методами програмного комплексу FEMAP, а подальший розрахунок - методами MASA (Macroscopic Space Analysis). Аналіз виконувався на моделях з подібними геометричними характеристиками, але при різних варіантах конструювання армуючого каркасу.

Дослідження залізобетонних елементів в розрахунковий програмах має досить вагомий вплив для порівняння теоретичних та експериментальних величин. У статті [188], автор досліджує вплив сейсмічних зусиль (вертикальні гравітаційні та бокові сейсмічні сили) на з'єднання системи «плита-колона». Ця система додатково підсилюється неармованою бетонною капітеллю. Таке

підсилення зменшує можливість продавлювання, проте через бокові сейсмічні сили капітель може відколотись та обвалитись, що значною мірою послабить конструкцію каркасу.

Постановка даної задачі полягає в порівнянні роботи аналітичної скінчено-елементної моделі із експериментальним дослідженням, тобто підтвердженням моменту появи тріщин між колоною та плитою до повного її руйнування.

Похожі дослідження раніше проводились вченими із університету Берклі, проте відмінність полягала в тому, що вони використовували аналітичну модель, тоді як автор статті використав тривимірну модель із різними матеріалами: нелінійну модель бетону, яка дозволила врахувати появу тріщин, дроблення бетону; пластичну нелінійну модель арматурних стрижнів з можливістю прослизування арматури на межі «бетон-арматурний стержень» при циклічному навантаженні. Розробка моделі була розроблена в розрахунковому комплексі «DIANA», на основі звіту компанії «DEATON» про розрахунок залізобетонних з'єднань при циклічних навантаженнях. Як підсумок даної статті, автор описує вплив відсутності армування капітелі при сейсмічних навантаженнях приводить до очікуваної появи тріщин по периметру продавлювання та появи видимих скрізних тріщин між з'єднанням колони та плити, що приведе до подальшого руйнування каркасу через відрив капітелі.

Дослідження [189] впливу вибуху на елементи всередині з/б каркасу, при використанні нелінійної моделі бетону та арматурних стрижнів в програмному комплексі «FEMAP». Задана модель бетону характеризується міцністю на стиск в 48 МПа. Розмір конструкції складає  $6 \times 3,5 \times 6,25$  м (довжина, ширина та висота по внутрішньому контурі).

Експериментальний та теоретичний тиск, що виникнув в конструкції показав подібні результати, тоді як вибуховий імпульс коливався в межах 15%. Також результати показали, що розрахункова ударна хвиля розповсюджувалась близько 30 м, тоді як виміряна – на 20, 30, 40 та до 80 м.

Отримані результати показали, що руйнування конструкції відбувається через руйнування вузлів стикування стіни із фундаментом та із плитою перекриття, а також по кутах споруди. Це пов'язане із впливом концентрації напружень у цих місцях.

Дослідження нелінійності також досліджував автор статті [190], в якій він описує проблематику сучасного моделювання нелінійних матеріалів на основі залізобетонної скінчено-елементної моделі Т-подібної мостової балки. Проблематика моделі полягає в відсутності єдиної, універсальної моделі для бетону, та розгляд кількох варіантів. Іншою проблемою є те, що використання в Україні розрахункового комплексу «NASTRAN NX» не є широко розповсюдженим, та є важким для використання через відсутність досліджень. Проте, для розрахунку було обрано програму «NASTRAN NX» із підв'язкою до програми «FEMAP», що дало можливість створити модель максимально наближену до реальної поведінки балки.

В статті [191], описано дослідження залізобетонної балки підсиленої вуглепластиковою арматурою. Його сутність полягає у впливі вуглепластикового армування на несучу здатність балки при різних ступенях навантаження та порівняння аналітичного та експериментального дослідження. Як результат, деформації що викинули при експериментальному дослідженні показали меншу деформативність, ніж аналітичний метод, що вказує на недосконалість моделі матеріалів та на перспективу їх дослідження.

Дослідження в галузі прогинів плити та розкриття тріщин залізобетонної плити перекриття [192], показали що розрахунковий комплекс «ANSYS» показує більше менш достовірні результати для невеликих плит (3×2 м). Модель бетону задана як нелінійна. Дана стаття базується на отриманих результатах, які доводять розповсюдження діагональних тріщин в нижній зоні плити до повного її руйнування. Також акцентується на тому що ПК «ANSYS» має хорошу модель лінійного навантаження, наближену до реальності. Використання скінчено-елементної моделі дозволяє значною мірою спростити результати експериментальних досліджень та зменшити вартість самих досліджень.

## Висновок з розділу 1.

1. При аналізі наукових досліджень встановлено доцільність подальших дослідження питання пошкодження залізобетонних елементів, як на теренах України так і за кордоном.

2. В значній мірі дослідження акцентуються на пошкодженні армування і бетону, без сумісного впливу. Дана тенденція обумовлена:

- значним зростанням складності, як практичного так і теоретичного виконання;

- необхідністю бази даних пошкодженні окремо бетону і армування для аналізу на їх основі сумісного впливу двох типів пошкодження;

- більша доцільність досліджень пошкодження з дефектами чим сумісного пошкодження бетону і армування.

3. Доцільність досліджень впливу пошкодження на згинаний залізобетонний елемент з кількома факторами впливу, оскільки виконання самого пошкодження без додаткового фактору впливу на елемент наприклад, як навантаження має низький рівень практичності.

4. Є незначна кількість досліджень пошкоджень стиснутого бетону, особливо є багато нерозкритих питань впливу пошкодження за дії навантаження. Особливо є актуальне дане питання для згинаних залізобетонних елементів.

5. Малодослідженим є питання напружено – деформованого стану згинаних залізобетонних елементів з пошкодженням за рівня навантаження із наявністю дефекту.

## РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

### Визначення пріоритетних факторів для дослідження.

При аналізі досліджень, основним питанням стало визначення пріоритетних факторів для дослідження, оскільки варіативність цих факторів при дослідженні пошкоджених залізобетонних елементів є значна.

В експериментальних дослідженнях найбільш доцільне використання не більше двох факторів з метою ідеалізації виконання експерименту, тому зазвичай використовують двофакторний дисперсійний аналіз. Його доцільність є в наявності неоднорідних даних в стовпцях факторів, у випадку значного впливу одного із факторів (див. таб.2.1).

Таблиця 2.1

Таблиця даних двофакторного дисперсійного аналізу

Рівні фактора В	Рівні фактора А			
	1	2	3	k
1	$X_{11}$	$X_{12}$	...	$X_{1k}$
2	$X_{21}$	$X_{22}$	...	$X_{2k}$
...	...	...	...	...
n	$X_{n1}$	$X_{n2}$	...	$X_{nk}$

Для опису даних таблиці в більшій мірі використовують адитивну модель, яка передбачає, що значення відгуку є сумою внесків окремо кожного із факторів  $b_i$  і  $t_j$ , а також незалежної від факторів випадкової компоненти  $\varepsilon_{ij}$ :

$$x_{ij} = b_i + t_j + \varepsilon_{ij} \quad (2.1)$$

Для визначення впливу факторів, для подальшого формування програми досліджень, використано математичні напрацювання [40]:

$$N = p^k \quad (2.2)$$

Де  $p$  є кількість рівнів факторів,  $k$  є кількість факторів. При аналізі пріоритетності двох основних факторів застосовано методику планування експерименту  $2^2$  з ефектом взаємодії факторів описану в [40]. Де рівняння регресії буде мати вигляд:

$$y = b_0 + b_1x_1 + \dots + b_kx_k \quad (2.3)$$



Коефіцієнти обраховуються за формулою:

$$b_j = \frac{\sum_{i=1}^N x_{ji} y_i}{N}; j = 0, 1, \dots, k \quad (2.4)$$

Зокрема для  $b_1$  і  $b_2$  :

$$b_1 = \frac{-y_1 + y_2 - y_3 + y_4}{4} \quad (2.5)$$

$$b_2 = \frac{-y_1 - y_2 + y_3 + y_4}{4} \quad (2.6)$$

Тоді коефіцієнт  $b_0$  визначається з залежності:

$$b_0 = \frac{\sum y_i}{4} \quad (2.7)$$

За даною методикою розглянуто фактор  $x_1$  і  $x_2$ , де  $x_1$  є рівень навантаження 0,3 від руйнівного, а  $x_2$  пошкодження що несе в собі втрату захисного шару в стиснутій зоні бетону в розмірі 30мм. Розглядаємо дані фактори, як най-більш поширенні в практиці. Отже,  $y = b_0$ , де  $b_0$  є середнім арифметичним параметром оптимізації. Для виконання цієї операції введемо вектор-стовпець фіктивної змінної  $x_0$ , яка набуває у дослідах значення +1. В даному дослідженні розглядається залізобетонна балка, де армування виконане у вигляді робочої розтягнутої арматури  $\varnothing 14$  мм, стиснутої арматура в зоні максимальної поперечної сили –  $\varnothing 10$  мм. Бетон використано марки С35/40. Поперечне армування виконано гладкою арматурою  $\varnothing 8$  мм розміщена в приопорних зонах із схемою пошкодження рис.2.1.

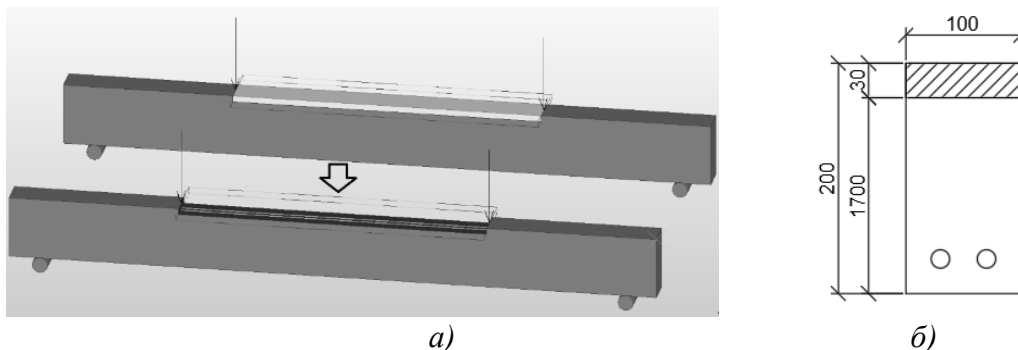


Рис. 2.1. Схема пошкодження, зняття захисного шару в стиснутій зоні бетону: а) б)

Розрахункова схема балки рис.2.2 виконана, за схемою однопролітної балки на двох опорах, завантаженою двома силами на однакої відстані від опор, з метою утворення «чистого згину».

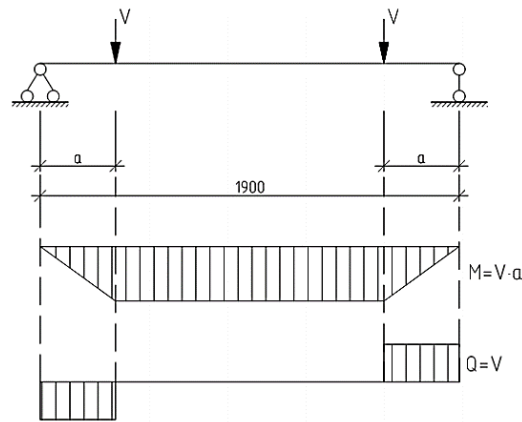


Рис. 2.2. Розрахункова схема балки.

При формуванні матриці взаємодії двох факторів приймаємо, що при наявності фактора  $x_i$  або  $x_j$  фактори мають “+” значення, при відсутності “-” значення. Наприклад при наявності навантаження і відсутності пошкодження, отримам значення в рядку  $+x_1$  і  $-x_2$ . Значення  $y_i$  є несуча здатність балки при різних комбінаціях факторів табл.2.2, наприклад при 1 варіанті  $y_1$  визначається, як несуча здатність при наявності пошкодження (втрата захисного шару в розмірі 30мм.) і навантаженні рівному 8,786 kN (рівень навантаження 0,3 від руйнівного).

Табл. 2.2

Табличний вигляд розподілу вибірки.

№	$x_0$	$x_1$	$x_2$	$x_1 x_2$	$y$
1	+	+	+	+	9,133
2	+	-	+	-	14,756
3	+	+	-	-	13,12
4	+	-	-	+	18,964

Отриманні наступні значення коефіцієнтів для рівняння регресії  $b_0=13,993$ ,  $b_1 = -2,866$ ,  $b_2 = -2,049$ ,  $b_{12} = 0,055$ . Рівняння регресії матиме наступний вигляд :

$$= 13,993 - 2,866x_1 - 2,049x_2 + 0,055x_1x_2 \quad (2.8)$$

Отриманні результати вказують на зменшення несучої здатності при збільшенні фактора  $x_1$  і  $x_2$ , де більш вагомий вплив несе фактор  $x_1$ . Також дане рівняння вказує сумісну дію двох факторів. Отже, ключовим фактором є рівень навантаження.

### **Програма експериментальних досліджень залізобетонних балок.**

З метою виконання дослідницької роботи було виготовлено 28 залізобетонних балок, 12 бетонних кубиків, 16 бетонних циліндрів та 8 бетонних призм (рис. 2.3.).



а)

б)

Рис. 2.3. Загальний вигляд експериментальних зразки: а) б)

Об'єкти дослідження поділялися на дві серії: 1-а серія – залізобетонні балки з одиничним армуванням; 2-а серія – залізобетонні балки з одиничним армуванням, які є недоармовані. В 1-ї серія передбачено випробування 12 зразків та в 2-ї серія 16 зразків, в обох серіях змінними параметрами виступають навантаження від несучої здатності контрольних зразки та тип пошкодження (табл. 2.3).

Кожна балка має індивідуальний шифр. Для ілюстрації БП 1.2.1-0,3-20, балка 1-ї серії; 2-те дослідження 1-ї експериментальний зразок; при рівні навантаження 30% від руйнівного контрольного взірця; з шириною пошкодження 20 мм.

Табл. 2.3

## Програма експериментальних випробувань

Серія	№ п/п	Маркування досліджуваних зразків	Тип випробовування
1	1	БК 1.1.1-0	Без пошкоджень (контрольний зразок)
		БП 1.1.2-0-20	3 пошкодженням 20*30мм по центру зони чистого згину при навантаженні 0% від несучої здатності контрольних зразків.
	2	БП 1.2.1-0,3-20	3 пошкодженням 20*30мм по центру зони чистого згину при навантаженні 30% від несучої здатності контрольних зразків.
	3	БП 1.3.1-0,5-20	3 пошкодженням 20*30мм по центру зони чистого згину при навантаженні 50% від несучої здатності контрольних зразків.
		БП 1.3.2-0,5-80	3 пошкодженням 80*30мм по центру зони чистого згину при навантаженні 50% від несучої здатності контрольних зразків.
4	БП 1.4.1-0,7-20	3 пошкодженням 20*30мм по центру зони чистого згину при навантаженні 70% від несучої здатності контрольних зразків.	
2	5	БК 2.5.1-0	Без пошкоджень (контрольний зразок)
	6	БП 2.6.1-0-20	3 пошкодженням 20*30мм по центру зони чистого згину при навантаженні 0% від несучої здатності контрольних зразків.
		БП 2.6.2-0-80	3 пошкодженням 80*30мм по центру зони чистого згину при навантаженні 0% від несучої здатності контрольних зразків.
	7	БП 2.7.1-0,3-80	3 пошкодженням 80*30мм по центру зони чистого згину при навантаженні 30% від несучої здатності контрольних зразків.
	8	БП 2.8.1-0,5-20	3 пошкодженням 20*30мм по центру зони чистого згину при навантаженні 50% від несучої здатності контрольних зразків.
		БП 2.8.2-0,5-80	3 пошкодженням 80*30мм по центру зони чистого згину при навантаженні 50% від несучої здатності контрольних зразків.
	9	БП 2.9.1-0,7-80	3 пошкодженням 80*30мм по центру зони чистого згину при навантаженні 70% від несучої здатності контрольних зразків.
10	БП 2.10.1-0,5-80	3 пошкодженням 80*30мм зі зміщенням від центру зони чистого згину при навантаженні 50% від несучої здатності контрольних зразків.	

### Конструкція дослідних зразків.

Експериментальні взірці, залізобетонні балки довжиною 2100 мм, поперечним перерізом 200x100 мм. Розрахунковий проліт дослідного зразка 1900 мм. Розташування петель зміщене більше до країв з метою можливості виконання експерименту (рис. 2.4).

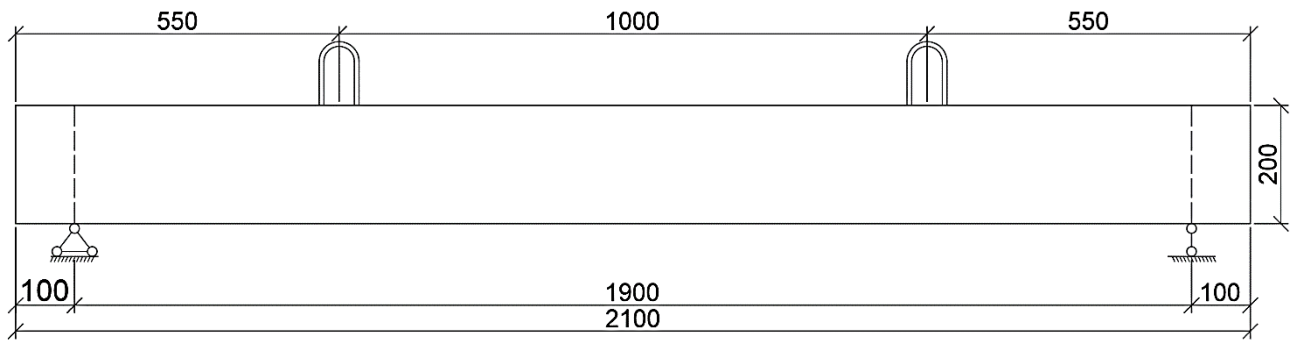


Рис. 2.4. Опалубне креслення дослідних зразків

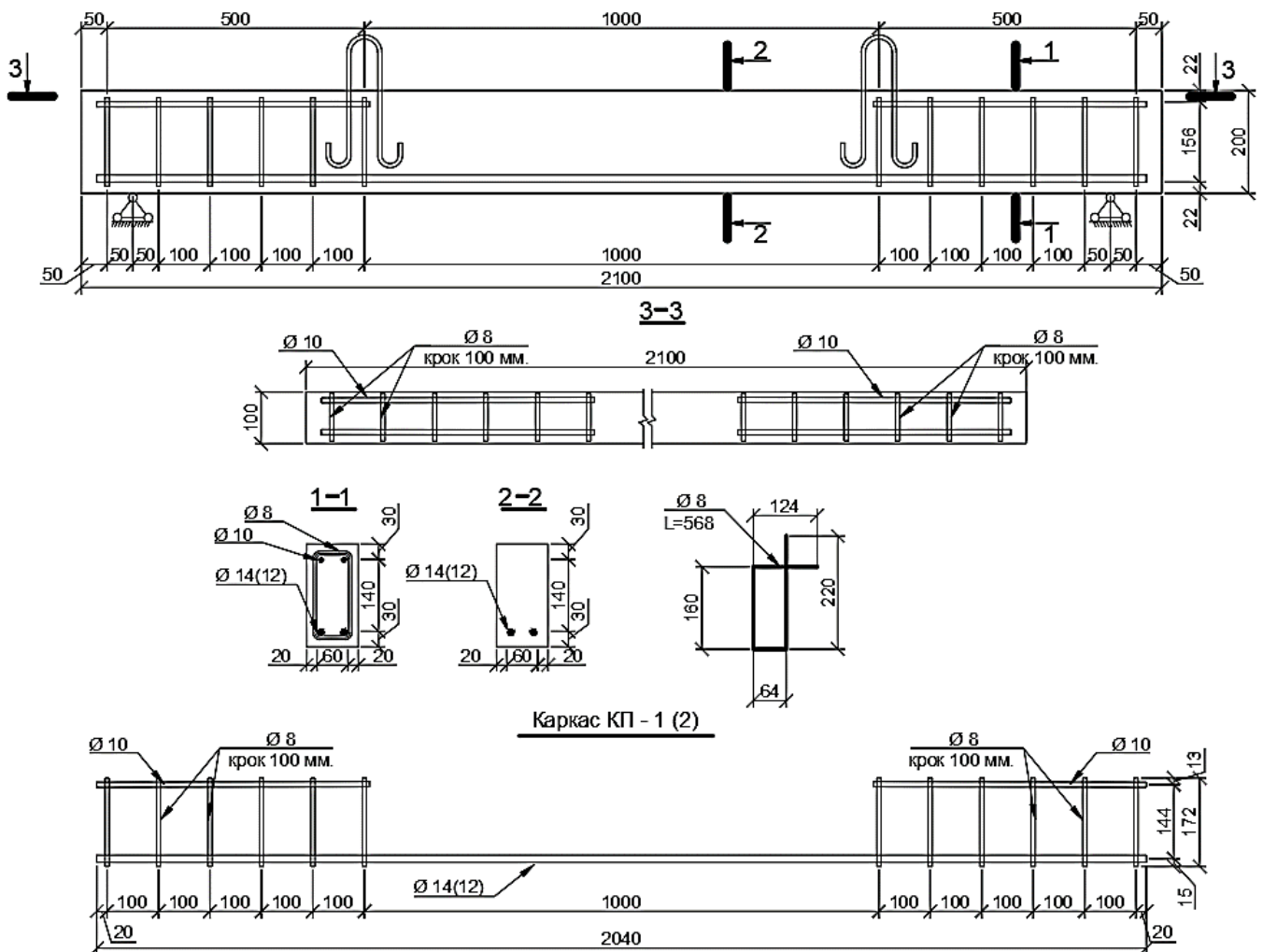


Рис. 2.5. Конструкції та армування дослідних зразків

Армування залізобетонних балок 1-ї серії виконане у вигляді робочої розтягнутої арматури  $\varnothing 14$  мм, стиснутої арматура в зоні максимальної поперечної сили –  $\varnothing 10$  мм. Поперечне армування виконано гладкою арматурою  $\varnothing 8$  мм розміщена в приопорних зонах з кроком (рис. 2.5).

Армування залізобетонних балок 2-ї серії виконане у вигляді робочої розтягнутої арматури  $\varnothing 12$  мм, інше армування залишається ідентичним 1-ї серії. Виготовлення каркасів для дослідних зразки здійснювалось в заводських умовах, виконання здійснювалось на спеціалізованих стендах.

### **Фізико-механічні характеристики матеріалів дослідних балок.**

Здійснено випробування зразки армування, які були взято при виготовленні арматурних каркасів. Дослідні зразки довжиною 400 мм, випробувано на розтяг, з метою визначення характеристик арматурної сталі. Випробування проводились на розривній машині FP 100/1 (рис. 2.6, 2.7).



Рис.2.6. Випробування на розривній машині FP 100/1



Рис.2.7. Загальний вигляд випробуваних арматурних взірців

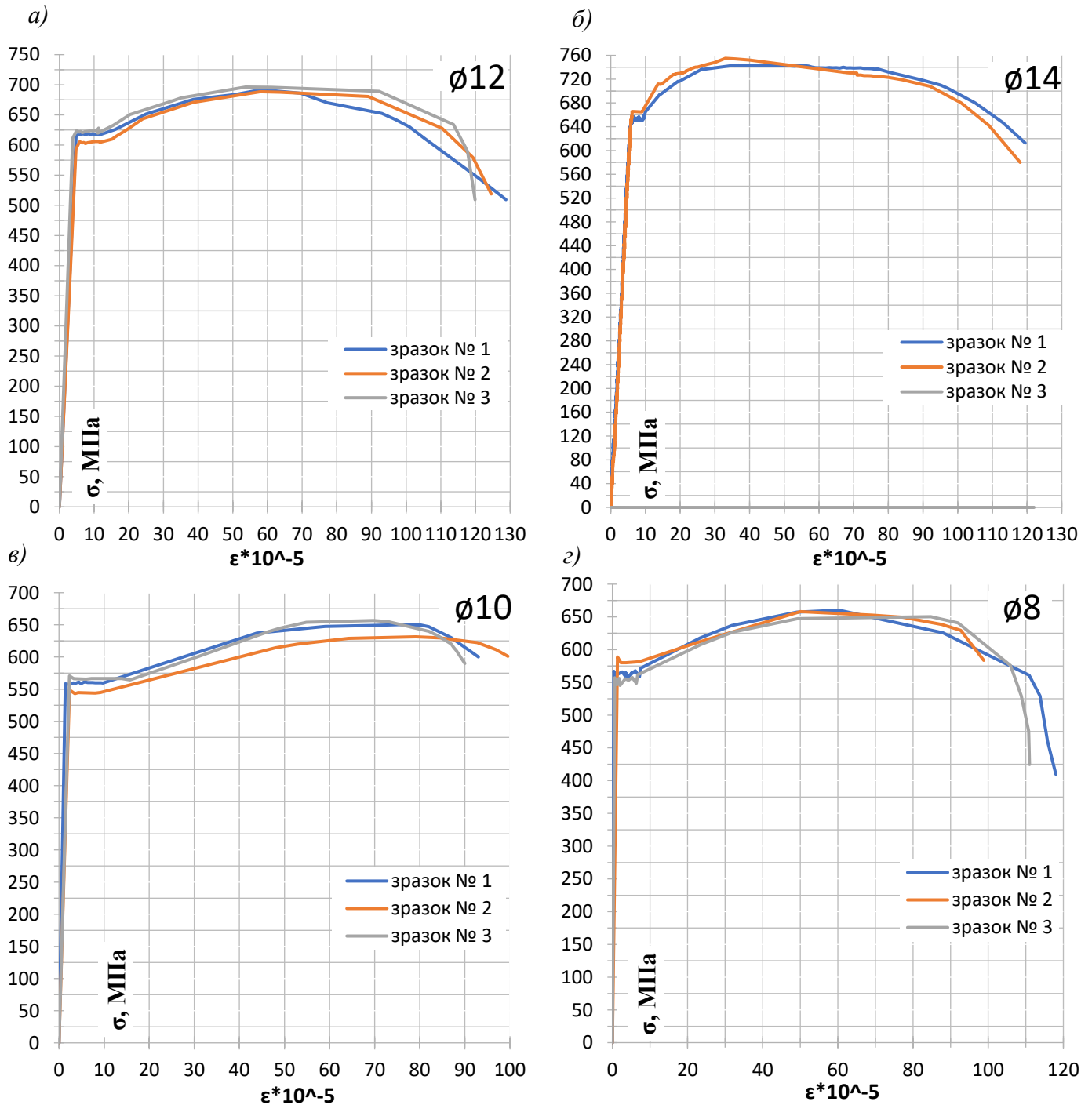


Рис. 2.8. результати випробування арматури: а) діаграма розтягу арматури  $\varnothing 12$ ; б) діаграма розтягу арматури  $\varnothing 14$ ; в) діаграма розтягу арматури  $\varnothing 10$ ; г) діаграма розтягу арматури  $\varnothing 8$ ;

Здійснено випробувано по три взірця для кожного діаметру армування, які зображено на рис.2.8.

Визначені фізико-механічні властивості арматури:

$\varnothing 14$  -  $f_{yk} = 651$  МПа,  $\epsilon_{s0} = 270 \times 10^5$ ,  $E_s = 210$  ГПа;  $\varnothing 12$  -  $f_{yk} = 614$  МПа,  $\epsilon_{s0} = 255 \times 10^5$ ,  $E_s = 210$  ГПа;  $\varnothing 10$  -  $f_{yk} = 550$  МПа,  $\epsilon_{s0} = 232 \times 10^5$ ,  $E_s = 210$  ГПа.

Отриманні дані демонструють приналежність армування до класу A500C. Дані результати можуть слугувати для розрахунку конструкцій з використанням повної не лінійної діаграми деформування армування, так і при спрощенні до дволінійної.

Визначення фізико-механічних характеристик здійснювалось з використання стандартних зразків призм, циліндрів і кубиків, згідно норм [1]. Виготовленні взірці виконанні з того ж замісу що залізобетонні балки (експериментальні зразки). Розміри виконаних зразки прийняті з огляду на масштабний коефіцієнт [1]. При випробуванні експериментальних зразки були використанні індикатори годинникового типу (рис.2.9), для визначення параметрів деформативності, а також початкового модуля пружності бетону

Випробування проводились у віці 28 діб, з метою отримання базисних даних для подальшого дослідження залізобетонних балок (експериментальних зразків). Дослідження виконувалось на пресі ПГ-250. Випробування бетонних зразки продемонстроване на рис.2.11.



Рис. 2.9. Загальний вигляд випробування бетонної призми

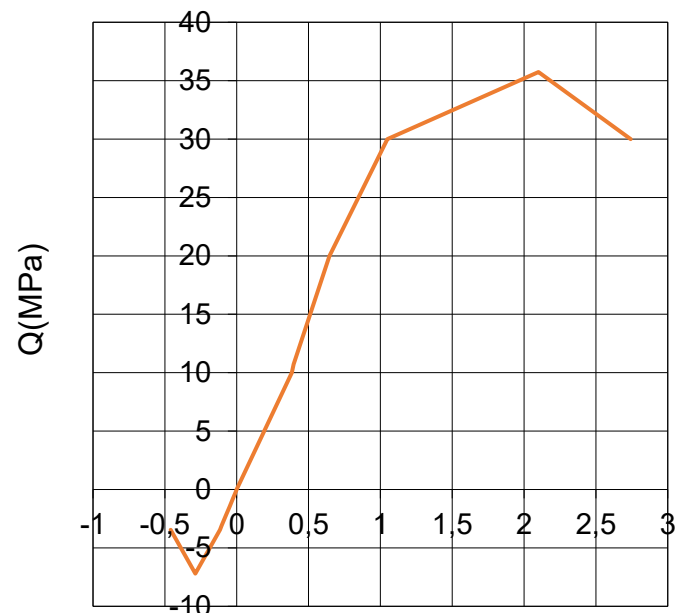


Рис. 2.10. Спрощена діаграма стану бетону для розрахунку





Рис. 2.11. Випробовування бетонних зразків: а) випробувані куби; б) випробувані призми; в) випробувані циліндри на розколювання; г) випробувані циліндри на стиск

Табл. 2.2

## Фізико-маханічні характеристики бетону

Серія випробуван	Зразок	Геометричні розміри (мм)	$f_{ck,cube}$ МПа	$f_{ck}$ МПа	$f_{ctk}$ МПа	$f_{ck,prism}$ МПа	$E_{ck}$ ГПа	$\nu$	Клас
1	Куби	150*150*150	49,64			37,23			С35/45
	Призми	150*150*600	47,65			35,74	31,44	0,17	
	Циліндри (на стиск)	100*200		47,13					
	Циліндри (на розк.)	100*200			4,75				
2	Куби	150*150*150	45,56			34,17			С35/45
	Призми	150*150*600	47,65			36,1	30,6	0,17	
	Циліндри (на стиск)	100*200		45,33					
	Циліндри (на розк.)	100*200			5,33				

Результати досліджень фізико-механічних властивостей бетону при випробуванні кубів, циліндрів та призм відображенні в табл.2.2.

### Опис дослідної установки та методика проведення експериментальних досліджень

Дослідження проводилось за схемою однопролітної балки, де розрахункова довжина становила  $l_0=1900$  мм. Навантаження здійснювалось двома зосередженими силами розміщеними в  $1/3$  прольоту балки. Прикладання сили було здійснено за допомогою гідравлічного домкрата через розподільчу траверсу, рухомий та нерухомий кільцевий динамометр (рис.2.12). Розміщення кільцевих динамометрів зроблено для збільшення висоти між траверсою і дослідним зразком та можливості виконання пошкодження за дії навантаження.

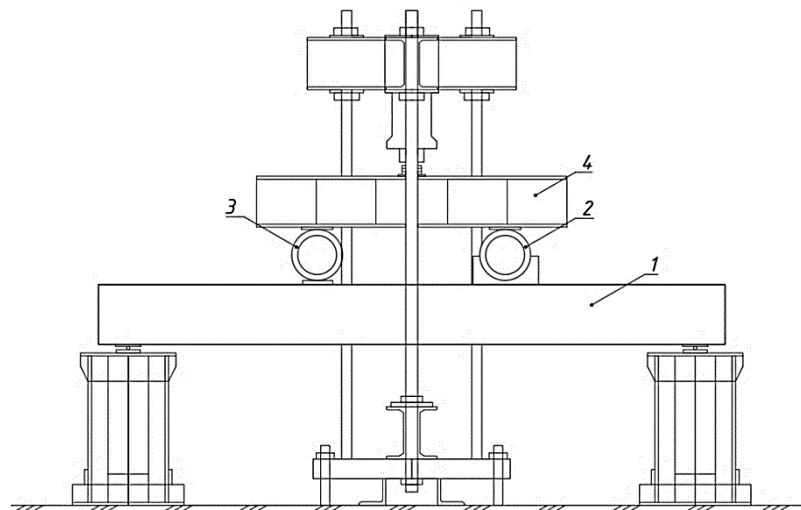


Рис. 2.12. Стенд для випробування: 1) однопролітна балка; 2) нерухомий кільцевий динамометр; 3) нерухомий кільцевий динамометр; 4) розподільча траверса.

Для вимірювання деформацій бетону використовувались індикатори годинникового типу I1...I8 з базою 20 см в зоні між прикладеними силами крок індикаторів 40 мм (рис.2.14). Індикатори I11...I14 розміщувались в місці максимальних напружень бетону. Дані індикатори демонструють пікові деформації і захоплюють в своїй базі зону пошкодження бетону (рис.2.14). На етапах до нанесення пошкодження і після максимальні деформації на стиск демонструють I15 і I16. Вимірювання деформацій арматури виконували за допомогою індикаторів I9 і I10. Просідання на опорах стенду вимірювали з

допомогою прогиномірів П1 і П5. Прогиноміри Аістова П2...П4 застосовували для вимірювання прогинів балки (рис.2.14).

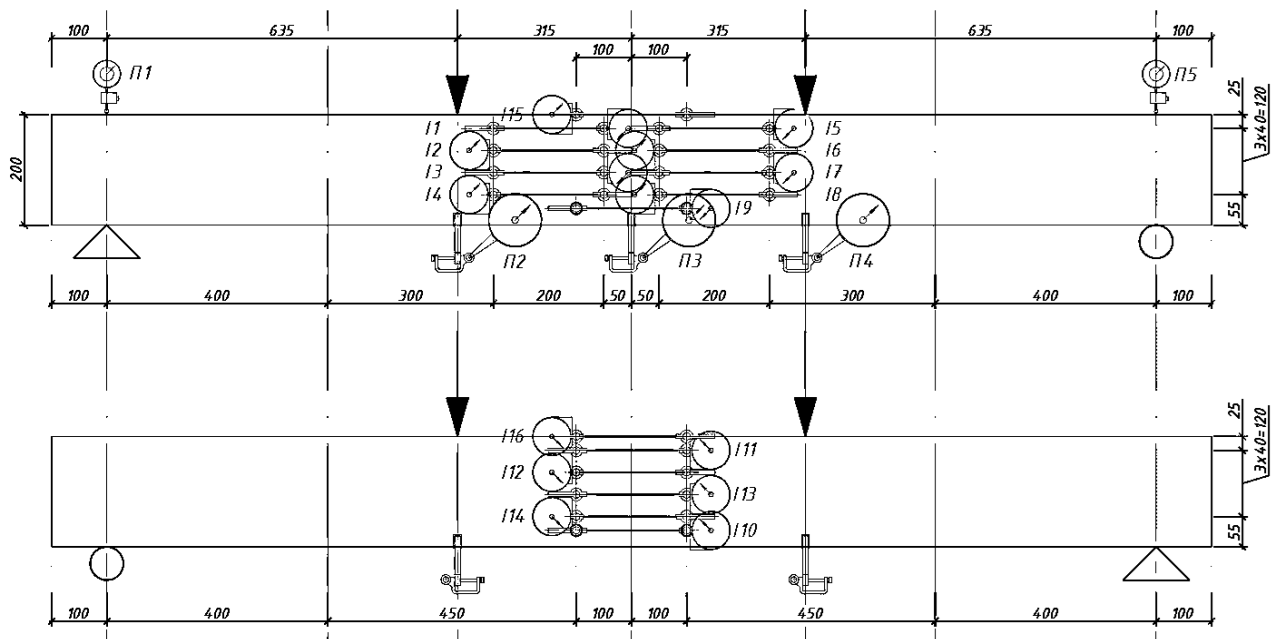


Рис. 2.14. Схема розташування приладів.



Рис. 2.15. Загальний вигляд розміщенн приладів на об'єкті дослідження



Рис. 2.16. Загальний вигляд розміщення приладів на об'єкті дослідження на зворотній стороні

Випробування виконуються по-етапно, з кроком прикладання навантаження  $0,1 M_{ult}$  навантаження від вичерпання несучої здатності контрольного зрізця. Даний крок виконується до  $0,3 M_{ult}$  або появи перших тріщин. Такий самий крок ( $0,1 M_{ult}$ ) застосовується при досягненні  $0,8-0,9$  від розрахункового руйнівного значення для дослідного зразка. Нагляд на

утворенням і розвитком тріщин здійснюється за мікроскопом МПБ-2 із ціною поділки 0,05мм. Загальний вигляд встановлених вимірювальних приладів див. рис. 2.15-16.

Виконання пошкодження здійснюється за допомогою штроборіза. В залежності від типу пошкодження прилад налаштовується за наступними параметрами: висота пошкодження; крок між дисками; кількість дисків. Під час виконання експериментальних досліджень, пошкодження виконували покроково в декілька етапів, для імітації ефекту поступового виникнення пошкодження.

З метою дослідження впливу дії пошкодження при дії навантаження пошкодження здійснювались в кілька етапів з кроком 10 мм. На кожному етапі пошкодження проводилася витримка в часі для стабілізації та перерозподілу навантаження на дослідний зразок, після чого відбувалось зняття показів вимірювальних приладів та спостереженням за поширенням та розкриттям тріщин (рис.2.17).

В дослідженні розглядалося два типи пошкодження: “точкове” розмірами 20×30мм, дане пошкодження імітує вимивання, волосяні тріщини (утворенні зовнішніми чинниками) та інші; “розподілене” розмірами 80×30мм імітує пошкодження із втратою значного шару бетону що сприймає максимальні стискаючі зусилля.



Рис. 2.17. Загальний вигляд етапного пошкодження за дії навантаження

Для залізобетонних балок пошкодження здійснюється етапами з кроком 10,20,30 мм. Дослідним взірцям БК 2.6.1-0-20 і БК 1.1.2-0-20 виконували пошкодження одним етапом з використанням двох дисків (рис.2.18).



Рис. 2.18. Загальний вигляд пошкодження до дії навантаження розмірами  
20\*30мм



Рис. 2.19. Загальний вигляд виконання проміжних етапів пошкодження за дії  
навантаження розмірами 80\*30мм

Виконання проміжних етапів по ширині пошкодження із зростанням висоти надає можливість підвищити точність, виміру зміни відносних деформацій бетону та головного армування під дією навантаження рис. 2.19.

### **Висновок з розділу 2**

1. Виконано двофакторний аналіз для визначення пріоритетності впливу кожного з факторів. Після проведення математичного аналізу визначено, що основним фактором є рівень навантаження, а другорядний фактором виступає розмір пошкодження в стиснутій зоні бетону .

2. Сформовано методику випробувань з виконанням пошкодження згинаних залізобетонних елементів прямокутного перерізу в зоні чистого згину. Пошкодження виконувалось при рівнях навантаження  $0,0.3,0.5,0.7M_{ult}$  від контрольних зразки. Пошкодження виконується в двох варіантах точкове та розподілене.

3. Сформовано програму досліджень, відповідно до якої було виготовленні дослідні балки. Експериментальні зразки поділяються на дві серії, де перша серія з головною арматурою  $\emptyset 14 A500C$ , а друга з головною арматурою  $\emptyset 12 A500C$ .

4. Виконано випробування контрольних зразків бетону та арматури та встановлено фізико-механічні характеристики матеріалів. Де фізико-механічні характеристики записані в вигляді діаграм  $\sigma - \varepsilon$ .

## РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

### Несуча здатність експериментальних балок.

#### 3.1.1. Несуча здатність експериментальних балок першої серії.

Згідно розробленої програми досліджень було випробувано контрольні взірці для отримання первинних даних при плануванні наступних досліджень. Експериментальні взірці БК 1.1.1-0 серії 1-ї випробувались без пошкоджень і дефектів. Робоче армування  $2\varnothing 14$  A500C для даної серії.

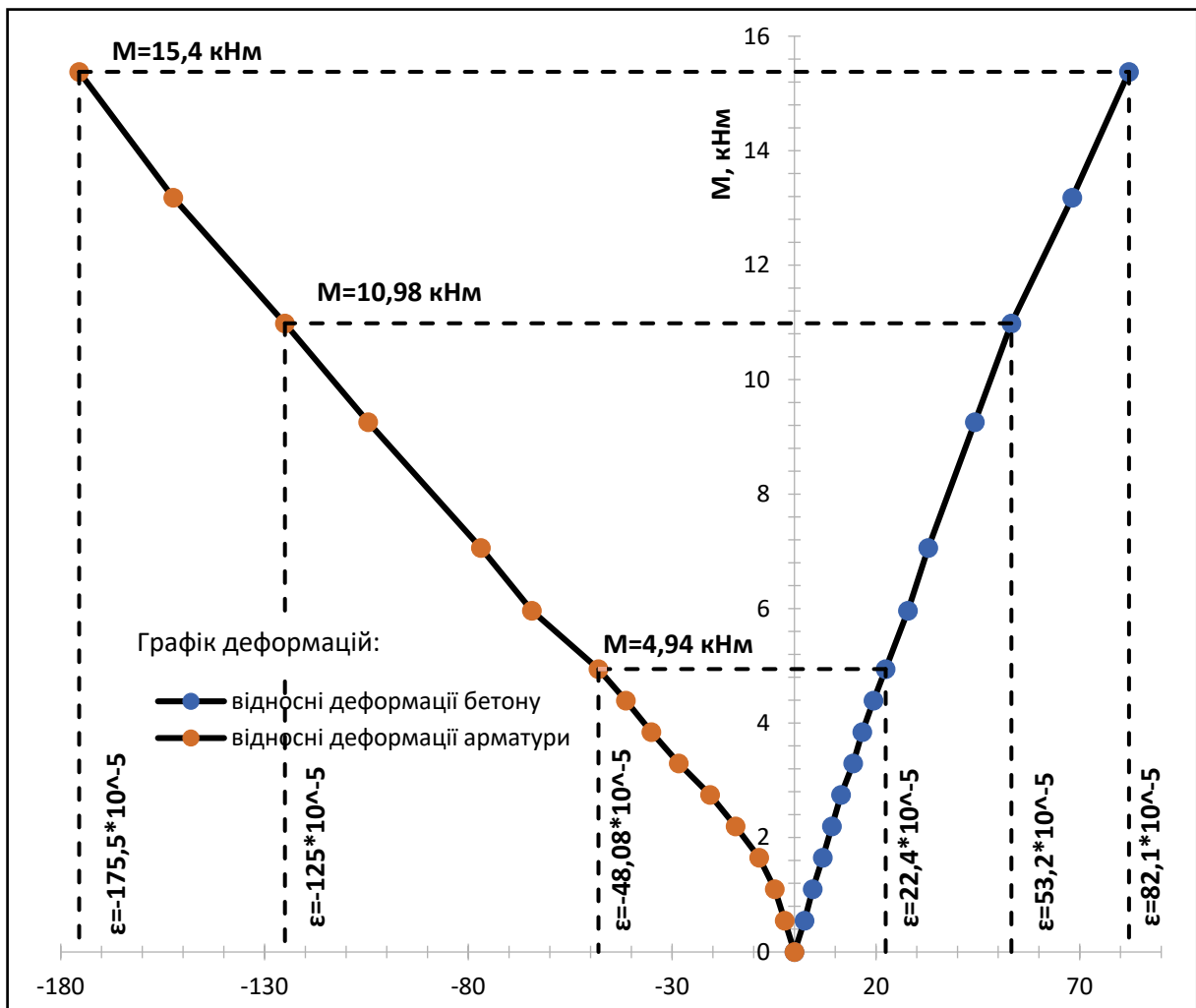


Рис. 3.1. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) непошкоджених балок БК 1.1.1-0 серії 1-ї

На рис 3.1 наведено залежність зміни деформацій в стиснутій зоні бетону і в розтягнутій арматурі з залежністю від дії навантаження. Усереднене значення I9 та I10 відображає деформації арматури. Оскільки пошкодження виконувалося в зоні баз I15 та I16 покази для порівняння відносних деформацій що працює на

стиск, беруться з показів індикатора годинникового типу П11. Покази П11 відображатимуть максимальні стискаючі деформації в візрях з пошкодженням.

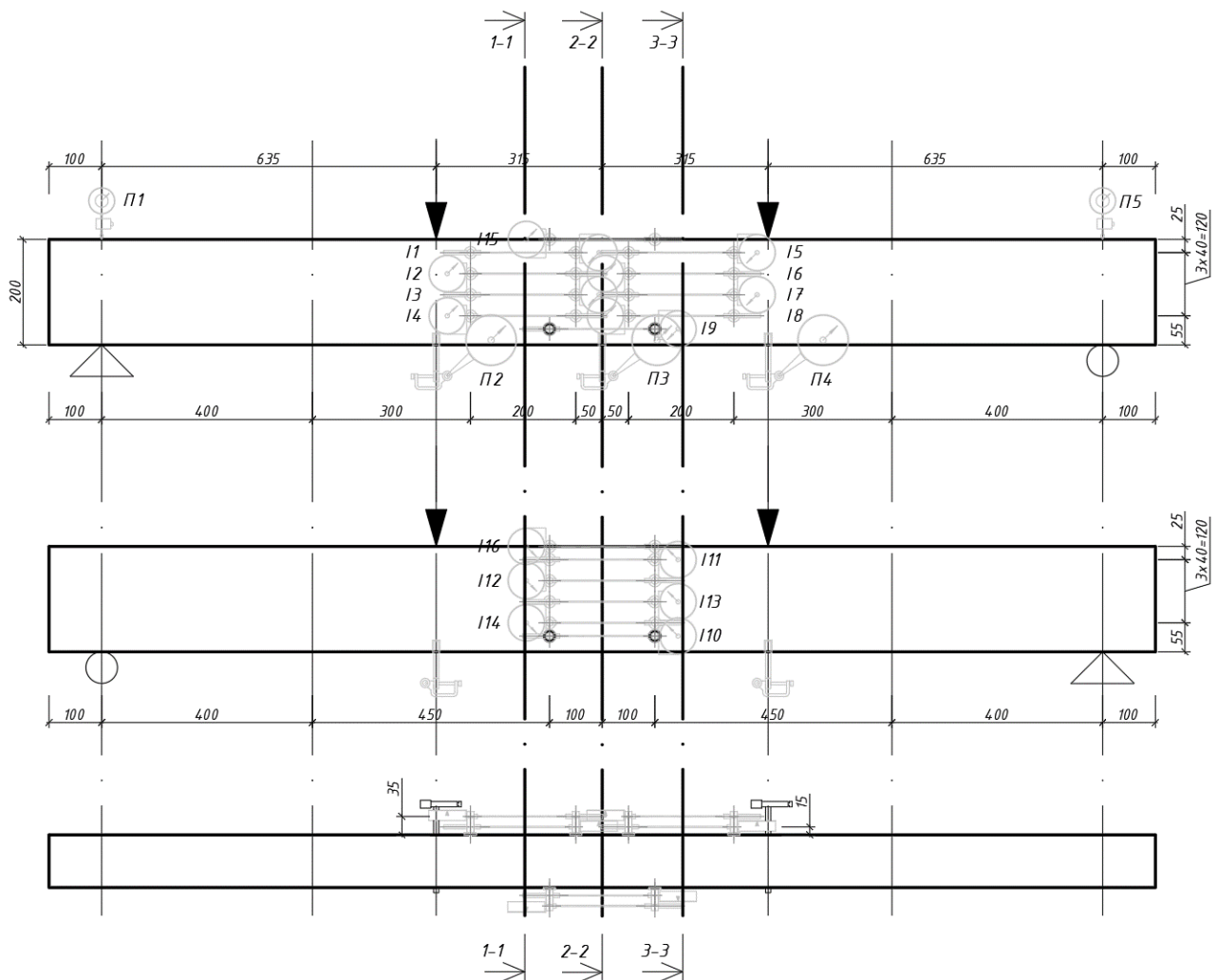


Рис. 3.2. Зразок зон зняття замірів індикаторами годинникового типу

Відображення зміни деформацій в бетонні при дії навантаження в трьох зонах, де розміщені індикатори годинникового типу на бетонні (рис.3.2). Дані отриманні від контрольних зразки будуть використанні для аналізу просторової зміни напружень в елементі при дії навантаження з пошкодженням. Особливо доцільне порівняння при нерівномірному пошкодженні.

При аналізі графіків див. Додаток А рис.А.1 і рис.А.2 різниця в показах деформацій і відповідно розміщення зони з нульовими деформаціями, в межах допустимої похибки з врахуванням розкриття тріщин. Таким чином дані отриманні з індикаторів П1-4 та І5-8 (див. рис.3.2) доцільно використовувати при аналізі перерозподілу внутрішніх напруженнях при нерівномірному пошкодженні за дії навантаження.



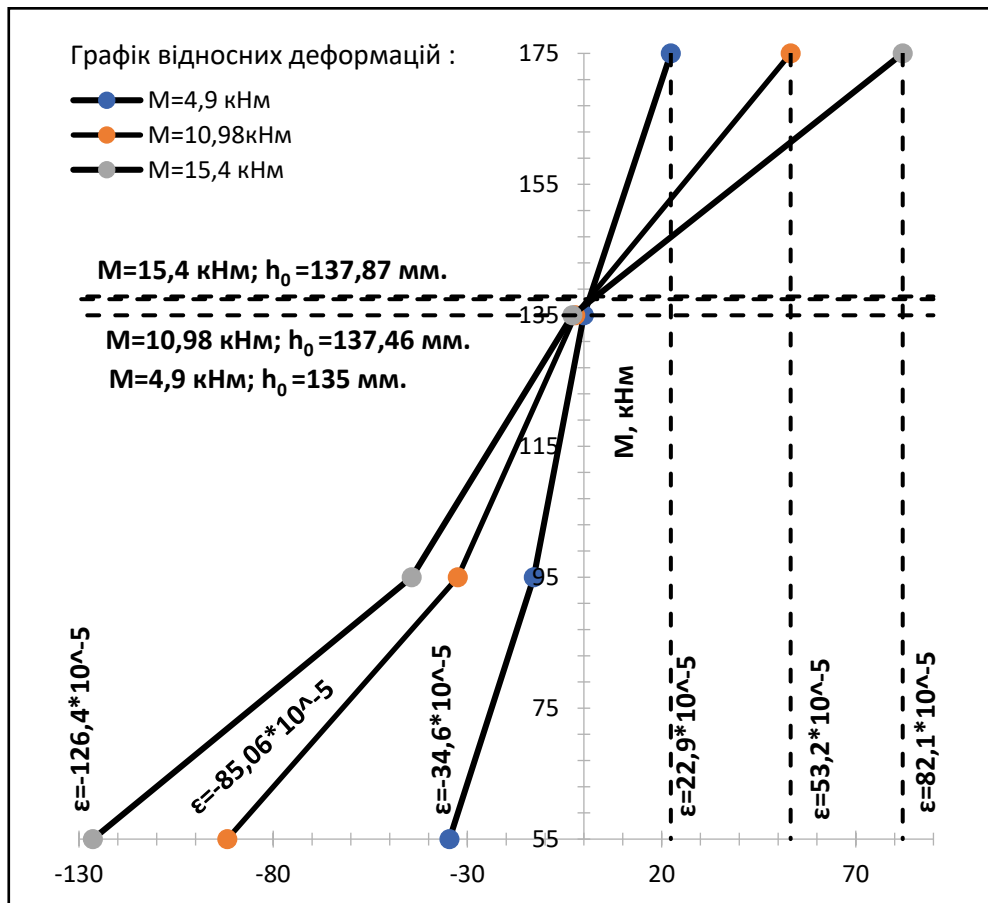


Рис. 3.3. Графік деформації бетону в 2-ї зони в непошкоджених балок БК 1.1.1-0 серії 1-ї

Відображення зміни деформацій в бетонні в центральному перерізі відображає 2-га зона зняття показів (рис.3.3). Градація рівня навантаження  $M=15,4$  кНм,  $M=10,2$  кНм та  $M=4,9$  кНм які розглядаються для порівняння, обумовлена порівняння відносних деформацій між етапами з пошкодження. Також, дані які надає 2-га зона зняття показів дають можливість побудови графіку зміни реальної висоти стиснутої зони “ $x$ ” від навантаження. Графік рис.3.4 демонструє різке зменшення  $x$  в першій стадії напружено деформованого стану та стабілізацію в наступній.

Критерієм вичерпання несучої здатності виступало досягнення деформацій головної арматури початку межі текучості. При досягненні  $\sigma_y = f_y$  відбувалося значний приріст деформацій бетону та армування. Для зразків 2-ї серії досягнення межі текучості призвело до більш різкого зростання деформацій, чим для зразків 1-ї серії.

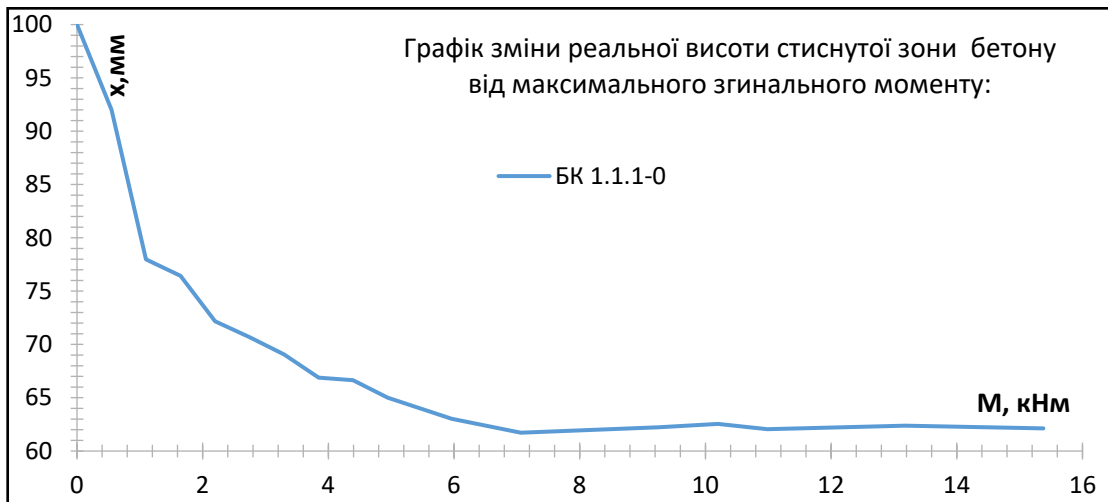


Рис. 3.4. Графік зміни реальної висоти бетону в 2-ї зони в непошкоджених балок БК 1.1.1-0 серії 1-ї

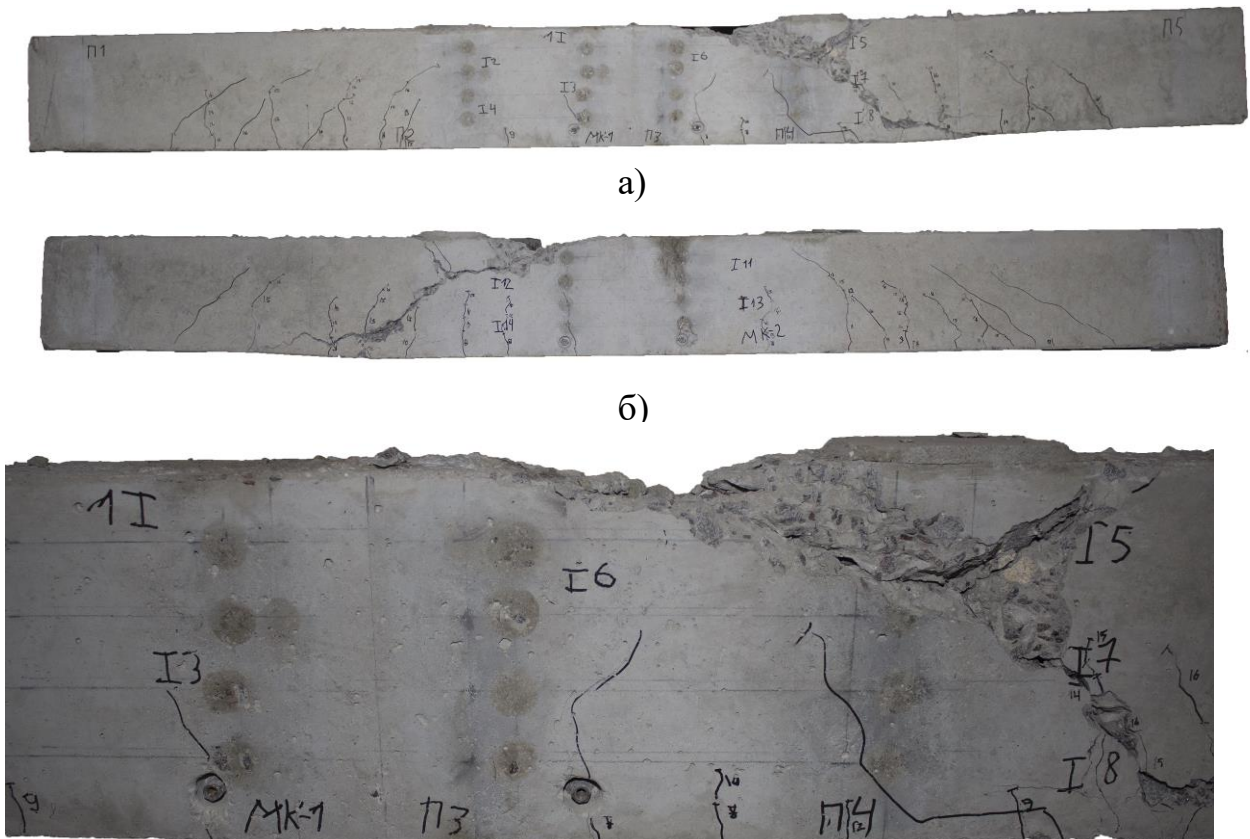


Рис. 3.5. Руйнування контрольних балок БК 1.1.1-0 серії 1-ї, вигляд з зовнішньої сторони (а), вигляд з внутрішньої сторони (б) та в зоні чистого згину (в)

Руйнування відбулось при навантаженні  $M_{ult}=25,7$  кНм. Вичерпання несучої здатності відбулось при  $M_{s,y}=22,20$ кНхм. Відображене руйнування на рис.3.5 демонструє утворення руйнівної наскрізної тріщини в елементі по всій робочій висоті елемента.

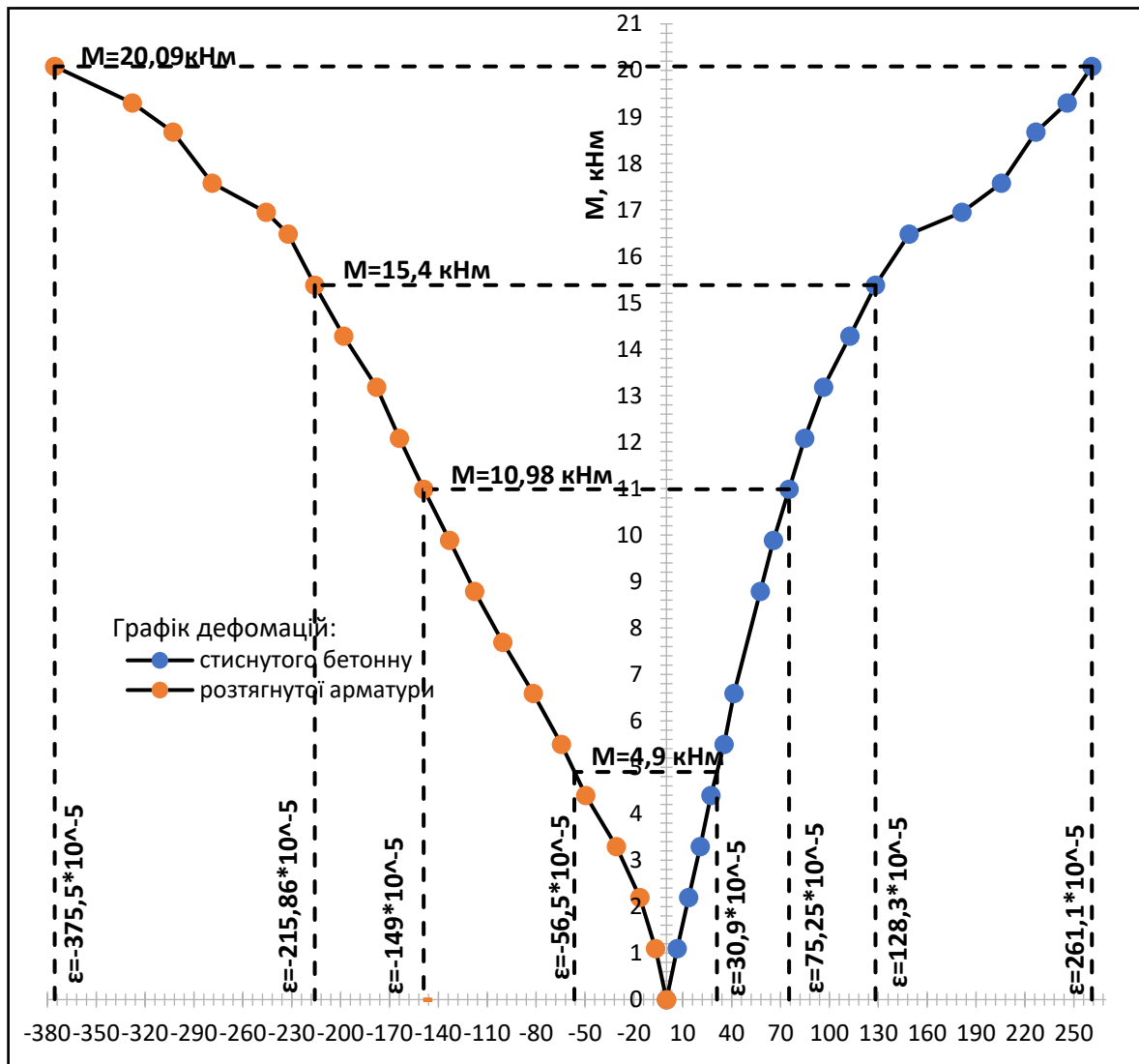


Рис. 3.6. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) пошкоджених балок БП 1.1.2-0-20 серії 1-ї

Експериментальні взірці БП 1.1.2-0-20 пошкоджувались до дії навантаження, розмірами 20\*30 мм (див. рис.2.18). Вплив пошкодження на несучу здатність елемента, відображається в зростанні відносних деформацій при ідентичному навантаженні в порівнянні з контрольними взірцями БК 1.1.1-0: відносні деформації арматури “ $\epsilon_s$ ” зросли при  $M=4,9$  кНм відносно БК 1.1.1-0 на 17,91%; відносні деформації стиснутого бетону в зоні нижньої площини пошкодження “ $\epsilon_c$ ” при  $M=4,9$  кНм зросли на 38,46%; при  $M=10,98$  кНм  $\epsilon_s$  зросли на 19,23%,  $\epsilon_c$  на 41,36%; при  $M=15,4$  кНм  $\epsilon_s$  зросли на 23,01%,  $\epsilon_c$  на 56,27% (рис.3.6). Отже, пошкодження призводить до динамічного зростання

деформацій бетону та арматури при збільшенні навантаження, особливо при досягненні межі текучості арматури в порівнянні з БК 1.1.1-0.

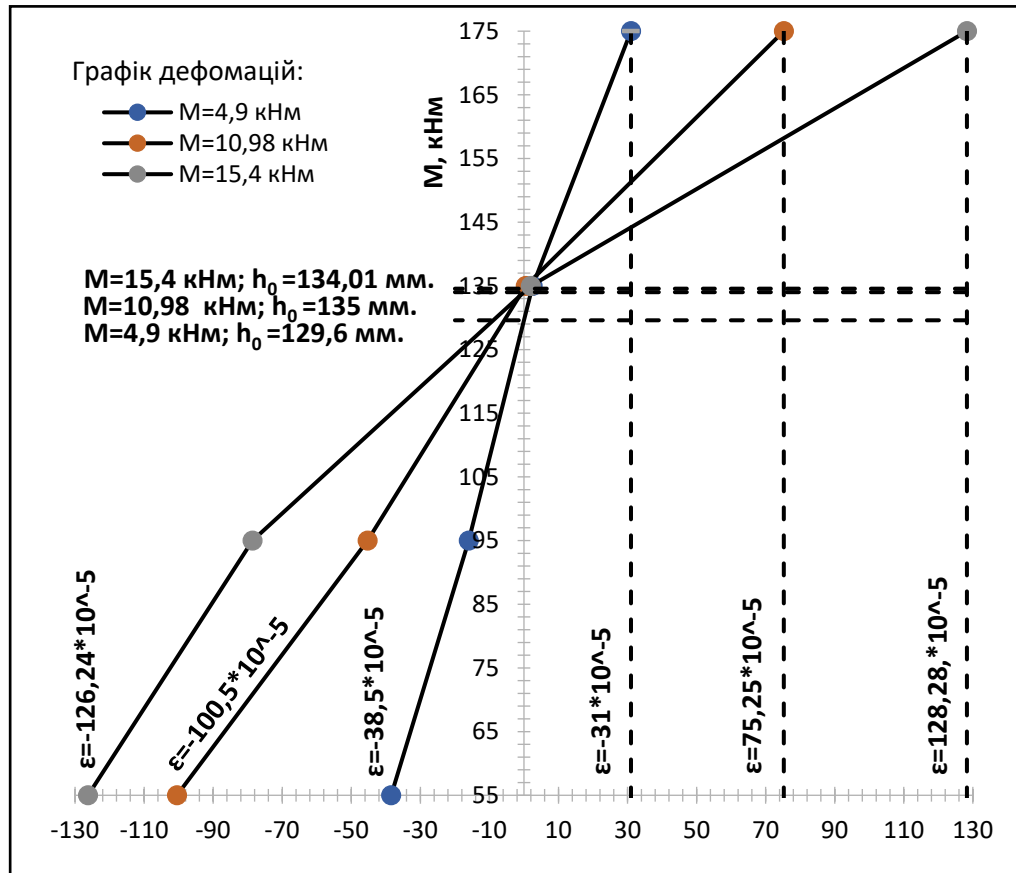


Рис. 3.7. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в пошкоджених балок БК 1.1.2-0-20 серії 1-ї

Пошкодження виконане до дії навантаження розмірами 20\*30 мм призвело до зростання відносних деформацій центральному перерізі (2-ї зоні), при ідентичному навантаженні відносно БК 1.1.1-0 (див. рис.3.6, 3.7): в діапазоні M=4,98...10,98 кНм  $\epsilon_{s.I14}$  зросли 11,1...18,15%; M=4,98...10,98 кНм  $\epsilon_{s.I13}$  зросли 24,12...51,52%; M=4,98...10,98 кНм  $\epsilon_{s.I11}$  зросли 38,46...53,06% (рис.3.7).

Відносні деформації із зростанням навантаження в 1-ї та 3-ї зоні, демонструють відмінні залежності зміни внутрішніх напружень при порівнянні з балками БК 1.1.1-0 по висоті елемента (рис.А.1-4). Відбувається зростання стискаючих напружень в I2 та I6 при збільшенні навантаження, які розміщені на 135 мм по висоті балки із більшою зростаючою залежністю чим в I1 та I5, в порівнянні з контрольними взірцями БК 1.1.1-0.

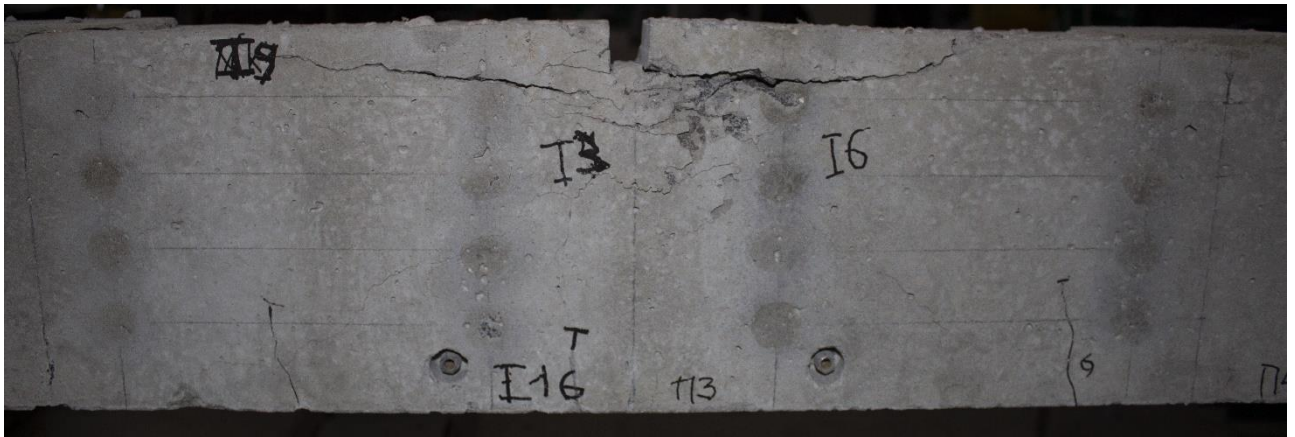


Рис. 3.8. Характер руйнування балок БК 1.1.2-0 з пошкодженням

Підчас виконання експерименту над взірцями БК 1.1.2-0 утворювались технічні тріщини, з напрямком від нижньої площини пошкодження до місць прикладання навантаження. При досягнуті фібровими бетону деформаціями близьких до граничних значень  $\epsilon_{cu1}$ , відбулось утворення сколів в місцях раніше утворених технічні тріщин (рис.3.8). Зміна розподілу внутрішніх напружень стиску між пошкодженням та місцями прикладання навантаження, і утворенням тріщин з переходом в сколи при досягненні граничних значень деформацій бетону, вказують на зміну напрямку напружень стиску з огинанням пошкодження рис.3.9.

Фізичне руйнування було здійснено за рахунок досягнуті фібровими бетону деформаціями граничних значень  $\epsilon_{cu1}$ . Руйнування відбулось при навантаженні  $M_{ult}=20,87$  кНм. Вичерпання несучої здатності відбулось при  $M_{s,y}=17,12$ кН×м (рис.3.6,9).

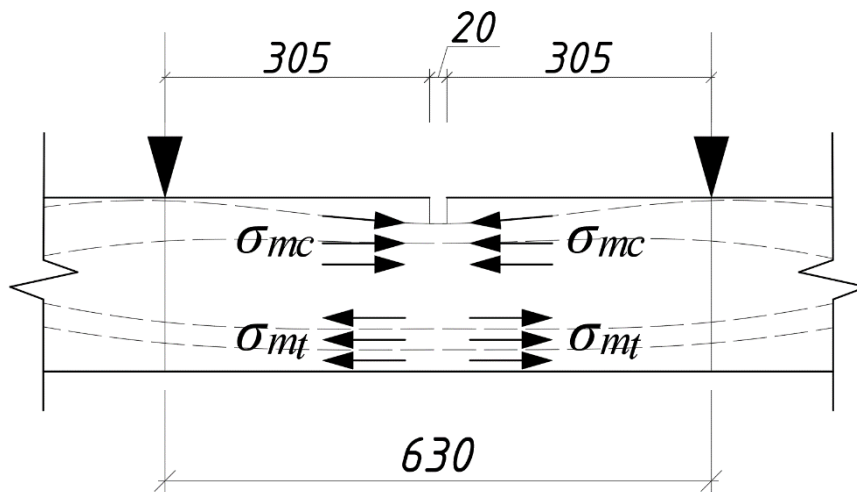


Рис. 3.9. Схематичне відображення розподілу головних напружень в зоні чистого згину в пошкоджених балок БК 1.1.2-0-20 серії 1-ї

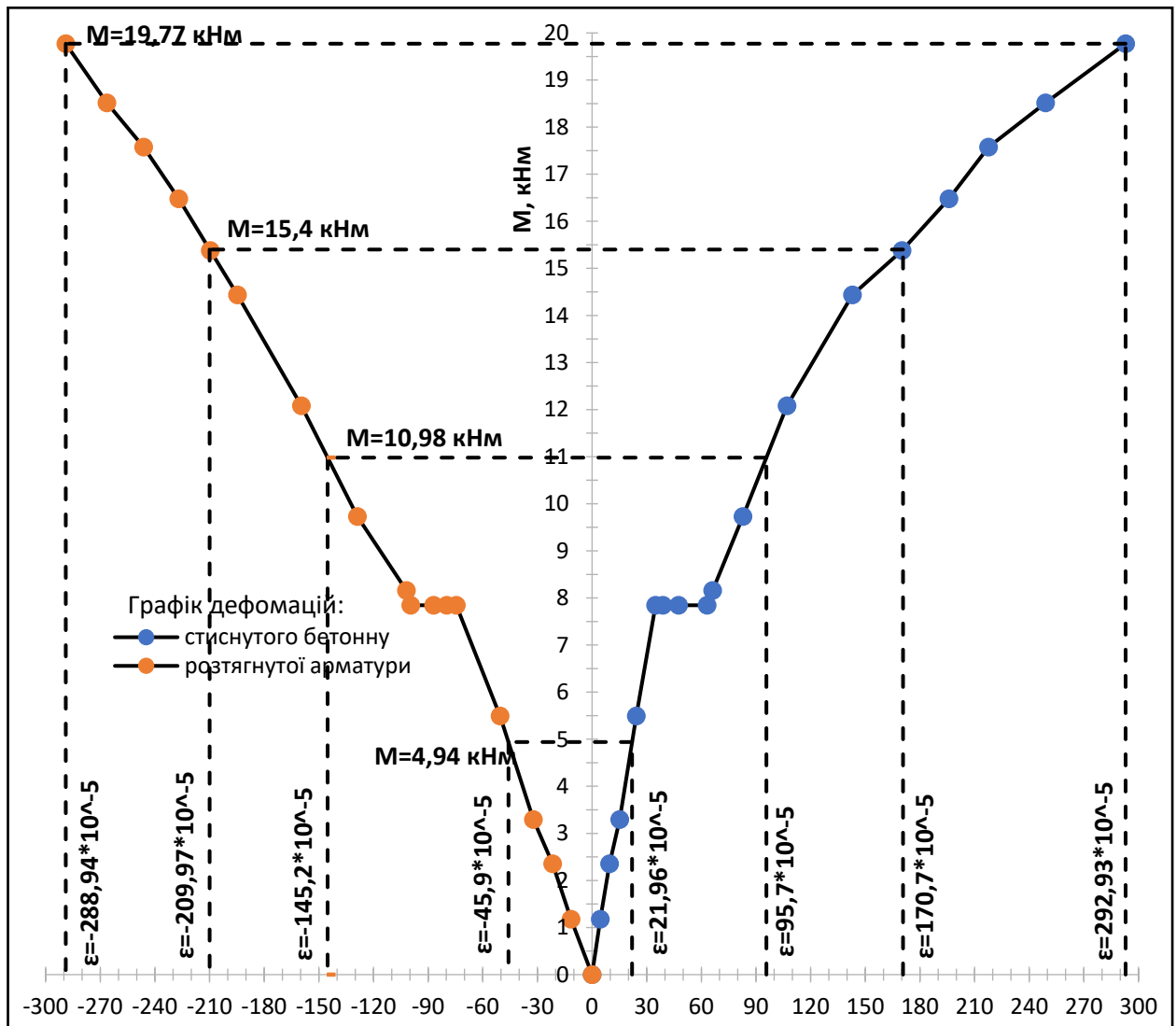


Рис. 3.10. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) пошкоджених балок БК 1.2.1-0,3-20 серії 1-ї

Дослідження зразки БП 1.2.1-0,3-20 проводилися з виконанням пошкодження за дії навантаження  $M=7,69$  кНм, що становить 30% від руйнівного контрольного зрізця. Пошкодження типу точкове. При виконанні етапного пошкодження відбувалось зростання відносних деформацій стиснутого бетону та арматури із збільшенням висоти пошкодження: при зростанні висоти пошкодження “ $h_d$ ” від 0 мм до 10 мм,  $\epsilon_s$  зросли на 7,1% та  $\epsilon_c$  на 11,6%; при  $h_d=20$  мм,  $\epsilon_s$  зросли на 16,8% та  $\epsilon_c$  на 36,2% в порівнянні з показами при ідентичному навантаженні до виконання пошкодження; при  $h_d=30$  мм,  $\epsilon_s$  зросли на 36,8% та  $\epsilon_c$  на 81,2% (рис.3.10).

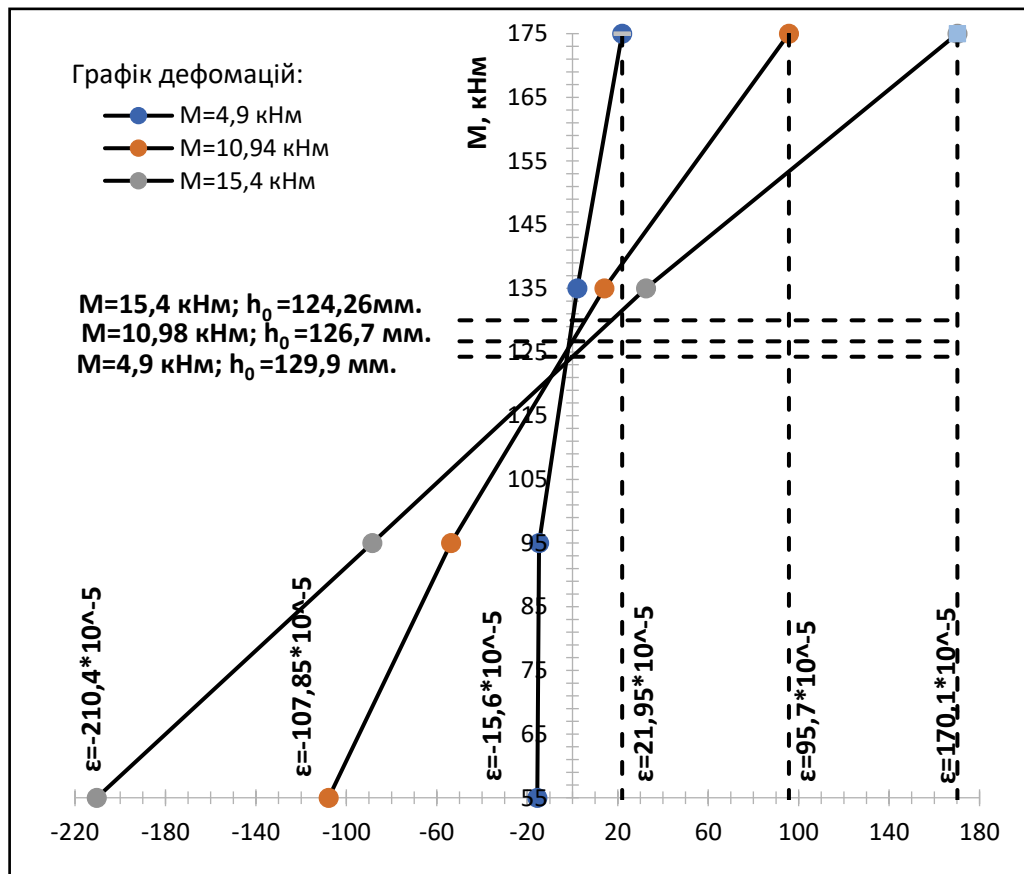


Рис. 3.11. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в пошкоджених балок БК 1.2.1-0,3-20 серії 1-ї

Випробування зразки БК 1.2.1-0,3-20 демонструють зростання відносних деформацій після виконання пошкодження в порівнянні із БК 1.1.2-0-20 в центральному перерізі (зона 2): в діапазоні  $M=10,98 \dots 15,4$  кНм  $\epsilon_{s,114}$  зросли - 0,97...50,8%;  $M=10,98 \dots 15,4$  кНм  $\epsilon_{s,113}$  зросли 4,8...20,3%;  $M=10,98 \dots 15,4$  кНм  $\epsilon_{s,111}$  зросли 12,8...26,9% (рис.3.11). В бічних зонах від центрального перерізу (рис.А.5,6) відносні деформації в стиснутій зоні мають незнану різницю в порівнянні з БК 1.1.2-0-20, в розтягнутій відбулось зниження відносних деформацій. Виконане пошкодження за дії навантаження  $M=7,69$  кНм, демонструє ефект зростання реальної висоти стиснутої зони після виконання пошкодження із зростанням навантаження, в зоні чистого згину. Дослідження отриманих даних БК 1.2.1-0,3-20 при порівнянні з БК 1.1.2-0-20 демонструють приріст несучої здатності при аналогічному пошкодженні але при здійсненні за дії навантаження. Руйнівне значення  $M_{ult} = 20,87$  кНм для БК 1.1.2-0-20,  $M_{ult} = 21,66$  кНм для БК 1.2.1-0,3-20, що демонструє відсотковий приріст 3,76%.

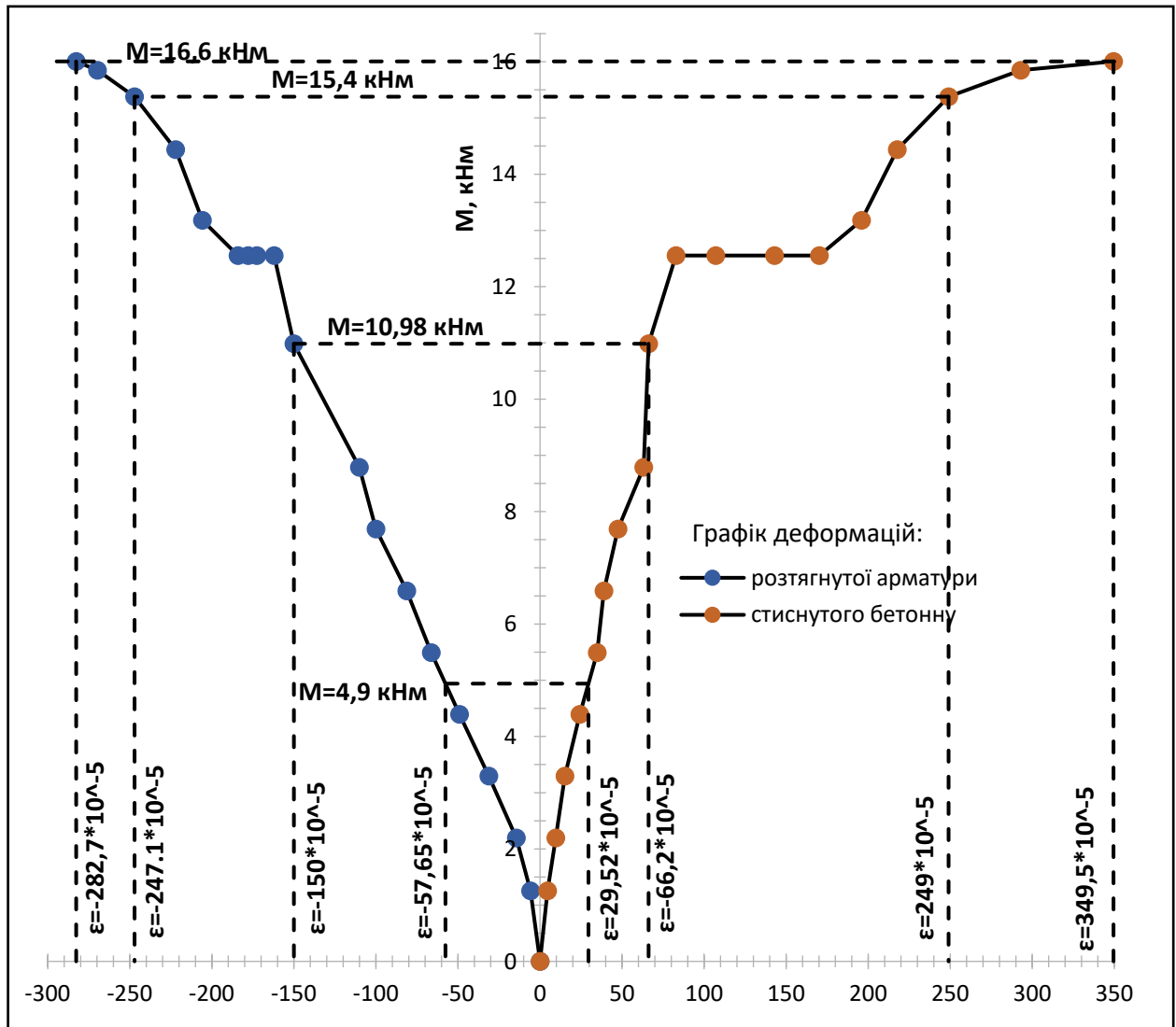


Рис. 3.12. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) пошкоджених балок БП 1.3.1-0,5-20 серії 1-ї

Залізобетонні балки БП 1.3.1-0,5-20 виконувались з виконанням пошкоджувались за дії навантаження  $M=12,53$  кНм, що становить 50% від руйнівного контрольного зрізця, тип точкове. При виконання дослідження зразки БП 1.3.1-0,5-20, спостерігався ідентичний результат по збільшенню відносних деформацій стиснутого бетону та армування із зростанням висоти пошкодження: при  $h_d=10$ мм  $\epsilon_s$  зросли на 6,43% та  $\epsilon_c$  на 29,27% відносно показів до пошкодження; при  $h_d=20$ мм,  $\epsilon_s$  зросли на 8,43% та  $\epsilon_c$  на 72,56%; при  $h_d=30$ мм,  $\epsilon_s$  зросли на 23,7% та  $\epsilon_c$  на 136,59% (рис.3.12). В порівнянні з БП 1.2.1-0,3-20 при  $M=15,4$  кНм відносні деформації  $\epsilon_s$  зросли на 17,7% та  $\epsilon_c$  на 46,5%, при



порівнянні із БП 1.1.2-0-20 при  $M=15,4$  кНм відносні деформації  $\epsilon_s$  зросли на 12,6% та  $\epsilon_c$  на 48,5%.

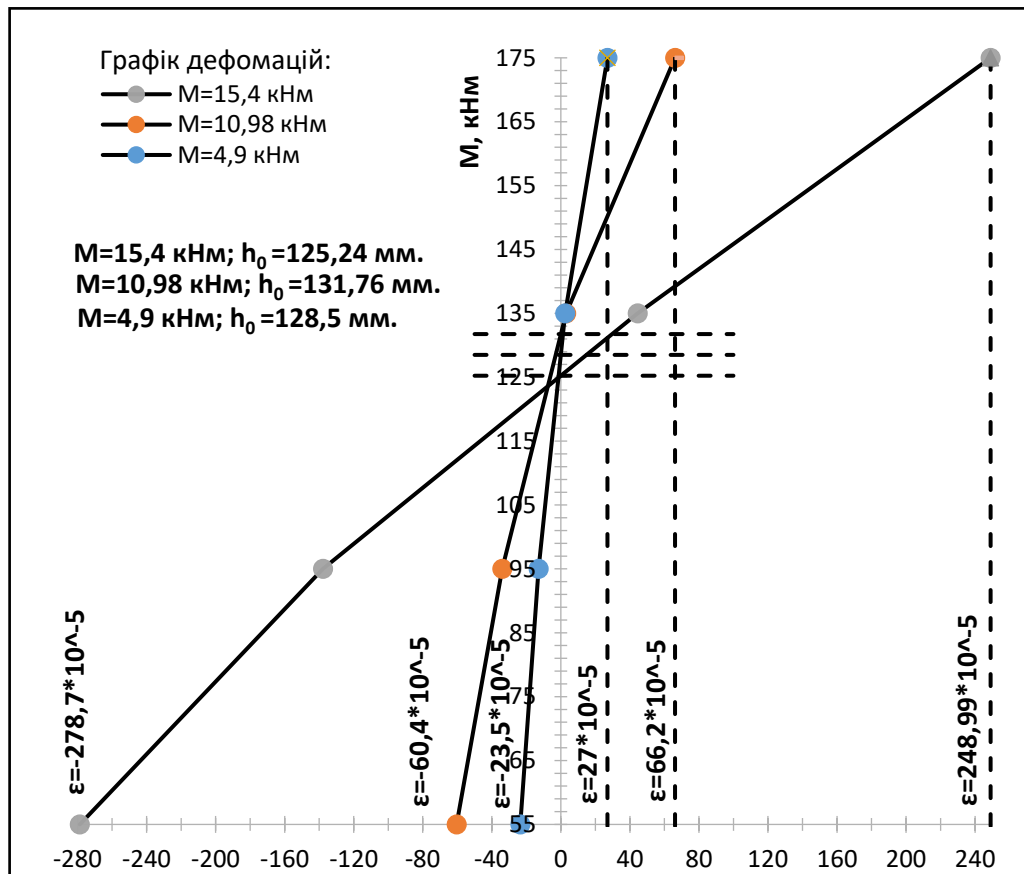


Рис. 3.13. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в пошкоджених балок БК 1.3.1-0,5-20 серії 1-ї

Експериментальні взірці БК 1.3.1-0,5-20 демонструють зростання відносних деформацій після виконання пошкодження в порівнянні із БК 1.1.2-0-20 в центральному перерізі (зона 2): при  $M=15,4$  кНм  $\epsilon_{s,114}$  зросли на 120,8%;  $M=15,4$  кНм  $\epsilon_{s,113}$  зросли 75,3%;  $M=15,4$  кНм  $\epsilon_{s,111}$  зросли 94,1% (рис.3.13). При порівнянні з БК 1.2.1-0,3-20: при  $M=15,4$  кНм  $\epsilon_{s,114}$  зросли на 32,4%;  $M=15,4$  кНм  $\epsilon_{s,113}$  зросли 55,6%;  $M=15,4$  кНм  $\epsilon_{s,111}$  зросли 46,3%. В 1-ї та 3-ї зоні при порівнянні з БК 1.1.2-0-20 при  $M=15,4$  кНм, максимальні відносні деформації бетону що працює на стиск знизилась в діапазоні від 17...23%, також відбулось зростання реальної стиснутої зони після пошкодження (рис.А.7,8).

Дослідні взірці зруйнувались відбулось за рахунок досягнення фібровими бетону деформаціями граничних значень  $\epsilon_{cu1}$ . Руйнівне значення при  $M_{ult} = 20,87$  кНм для БК 1.1.2-0-20,  $M_{ult} = 20,08$  кНм для БК 1.3.2-0,5-20, що демонструє відсотковий зменшення на 6,04%.

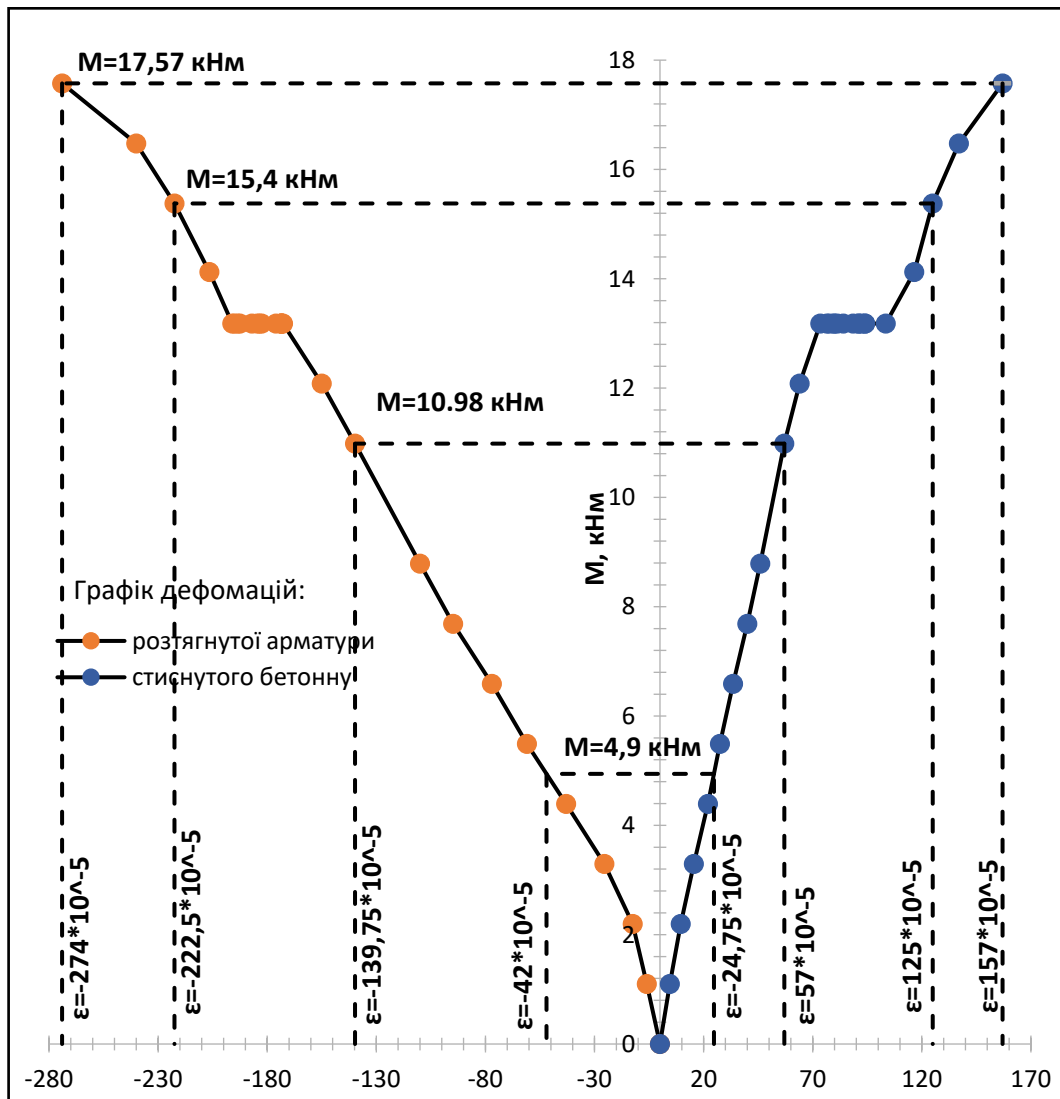


Рис. 3.14. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) пошкоджених балок БП 1.3.2-0,5-80 серії 1-ї

Дослідний зразки БП 1.3.2-0,5-80 виконувалось з виконанням пошкоджувались за дії навантаження 50% від руйнівного контрольного взірця. Геометричні розміри пошкодження 80\*30 мм. За результатами експериментальних досліджень БП 1.3.2-0,5-80 встановлено зміни відносних деформацій при зміні висоти пошкодження : при  $h_d=10$ мм  $\epsilon_s$  зросли на 2% та  $\epsilon_c$  на 11% відносно показів до пошкодження; при  $h_d=20$ мм,  $\epsilon_s$  зросли на 6,8% та  $\epsilon_c$  на 27,89%; при  $h_d=30$ мм,  $\epsilon_s$  зросли на 13,46% та  $\epsilon_c$  на 40,8% (рис.3.14). В порівнянні з БП 1.3.1-0,5-20 при  $M=15,4$  кНм відносні деформації  $\epsilon_s$  знизилась на 9,96% та  $\epsilon_c$  на 49,8%, при порівнянні із БП 1.1.2-0-20 при  $M=15,4$  кНм відносні деформації  $\epsilon_s$  зросли на 3,1% та  $\epsilon_c$  знизилась на 2,6%.

Табл. 3.1

**Порівняння зміни деформацій при поетапному пошкодженні БК 1.3.2-0,5-80.**

Зони розміщення датчиків відносно центру балки	-250...-50	-100...100	50...250
<b>Зона пошкодження</b>	Різниця зміни деформацій при пошкодженні		
<b>10 мм 0...20</b>	2,5	-1,5	2,25
<b>10 мм -20...20</b>	1	-0,25	0,5
<b>10 мм -20...40</b>	0	0,5	0,25
<b>10 мм -40...40</b>	0	-0,5	0,5
<b>20 мм 0...20</b>	1,5	1	1
<b>20 мм -20...20</b>	1,5	-1,5	1,25
<b>20 мм -20...40</b>	1	-0,5	0,75
<b>20 мм -40...40</b>	0,5	0	0,5
<b>30 мм 0...20</b>	1,5	-0,5	2,5
<b>30 мм -20...20</b>	1,5	0,75	1
<b>30 мм -20...40</b>	1	-1,25	1
<b>30 мм -40...40</b>	1,5	-2	1

Рис. 3.15. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в пошкоджених балок  
БК 1.3.2-0,5-80 серії 1-ї

Результати табл.3.1 відображають реакцію залізобетонного зігнутого елемента, при фрагментарному поетапному пошкодженні елемента в часі. В табл.3.1 розглянуті індикатори I4, I8 та I14 (див. рис.3.2), дані індикатори були вибрані з метою більш наглядного відображення зміни деформацій. Також дані результати демонструють перерозподіл внутрішніх зусиль. Значне зростання відбувається при збільшенні висоти заглиблення пошкодження 0..10мм, зменшення деформацій розтягу в зоні максимального моменту елемента при здійсненні пошкодження, і зростання деформацій розтягу в бічних зонах.

Вище вказанні дані табл.3.1 несуть інформаційний характер, для досліджень такого типу рекомендовано використовувати вимірювальні прилади з мешими базами та відалями між ними.

Графік рис.3.26 зразки БК 1.3.2-0,5-80 демонструють відсоткову різницю до 2% відносних деформацій ( $\epsilon_{s.I14}$ ,  $\epsilon_{s.I13}$ ,  $\epsilon_{s.I11}$ ), після виконання пошкодження в порівнянні із БК 1.1.2-0-20 в центральному перерізі (зона 2) при  $M=15,4$  кНм (рис.3.15). Але відбулось значне зростання  $\epsilon_{s.I12}$ , відповідно стиснута зона зросла внаслідок пошкодження. При порівнянні з БК 1.3.1-0,5-20: при  $M=15,4$  кНм  $\epsilon_{s.I14}$

знизились на 55%;  $\varepsilon_{s,II3}$  на 45,45%;  $\varepsilon_{s,III}$  на 48,81%. В 1-ї та 3-ї зоні при порівнянні з БК 1.3.1-0,5-20 при  $M=15,4$  кНм, максимальні відносні деформації бетону що працює на стиск зросли в діапазоні від 20...88%, бетону що працює на розтяг знизились від 15,56...45,2%, також відбулось зростання реальної стиснутої зони після пошкодження (рис.А.9,10).

Дослідні взірці зруйнувались відбулось за рахунок досягнення фібровими бетону деформаціями граничних значень  $\varepsilon_{cu1}$ ,  $\varepsilon_{cu2}$ . Руйнівне значення при  $M_{ult} = 20,87$  кНм для БК 1.1.2-0-20,  $M_{ult} = 20,4$  кНм для БК 1.3.2-0,5-20, що демонструє відсотковий зменшення на 2,25%.

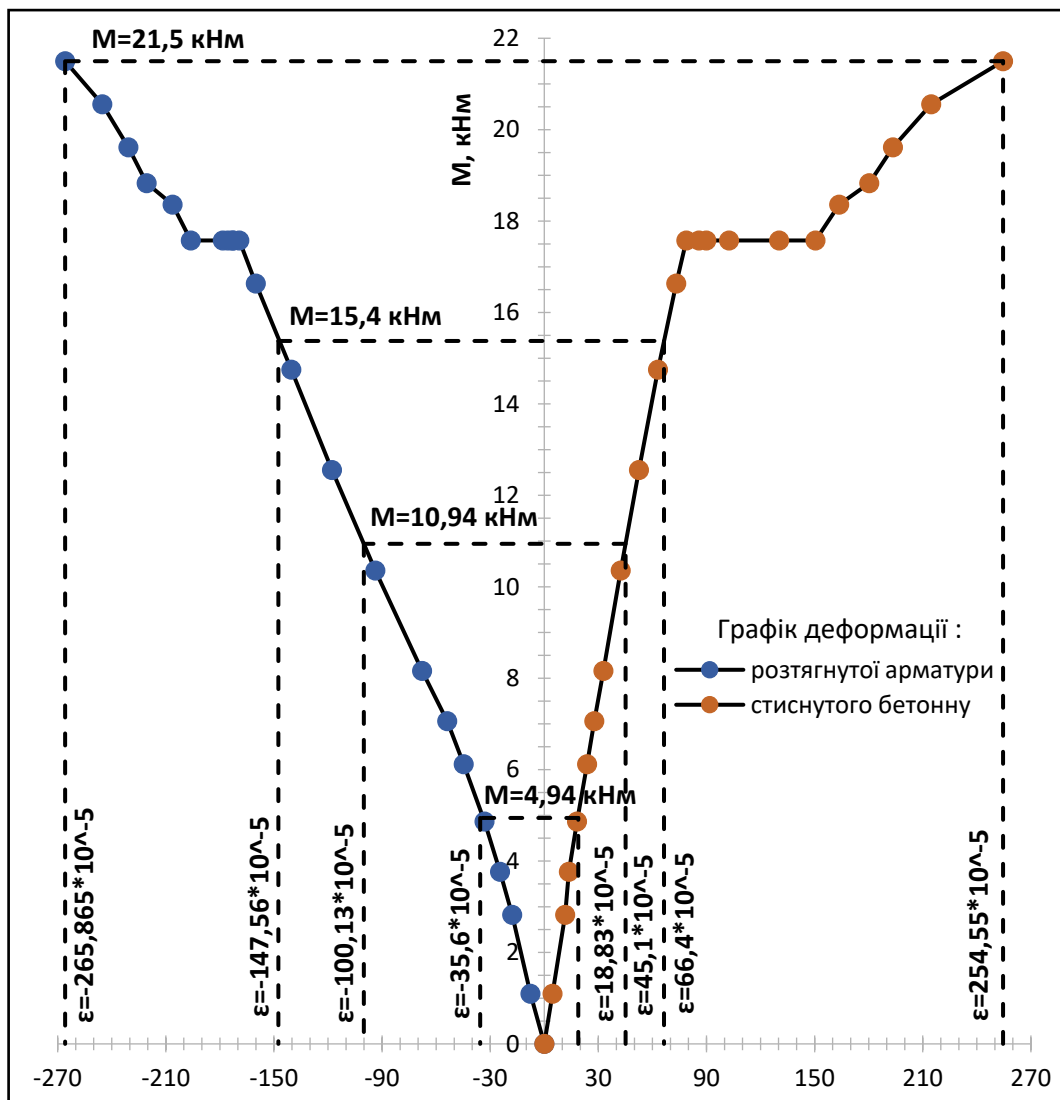


Рис. 3.16. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) пошкоджених балок БП 1.4.1-0,7-20 серії 1-ї

Зразки БП 1.3.3-0,5-80 виконувались з виконанням пошкоджувались за дії навантаження що становить 70% від руйнівного контрольного взірця.

Пошкодження типу точкове. При виконанні пошкодження відбувалось збільшення відносних деформацій стиснутого бетону та армування із зростанням висоти пошкодження: при  $h_d=10\text{мм}$   $\epsilon_s$  зросли на 3,69% та  $\epsilon_c$  на 30,13% відносно показів до пошкодження; при  $h_d=20\text{мм}$ ,  $\epsilon_s$  зросли на 5,4% та  $\epsilon_c$  на 65,4%; при  $h_d=30\text{мм}$ ,  $\epsilon_s$  зросли на 15,9% та  $\epsilon_c$  на 91,03% (рис.3.16). В порівнянні з БП 1.2.1-0,3-20 при  $M=19,77\text{ кНм}$  відносні деформації  $\epsilon_s$  знизились на 19,3% та  $\epsilon_c$  на 32,77%.

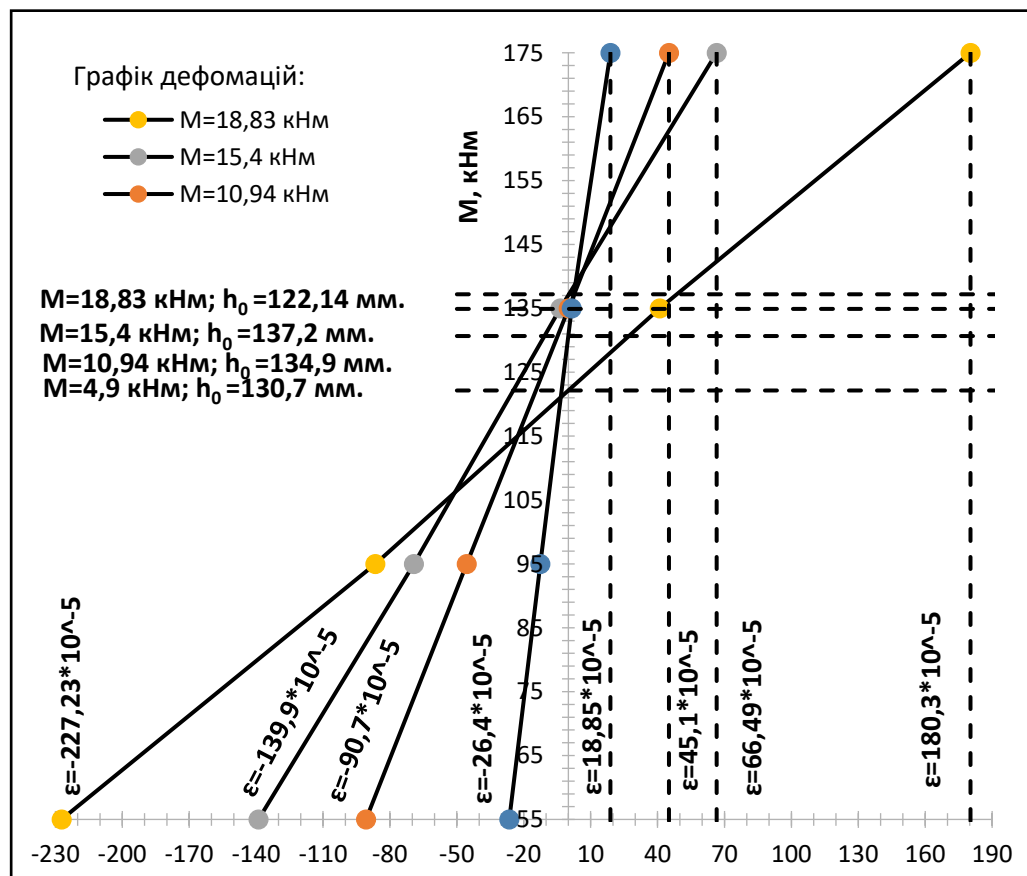


Рис. 3.17. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в пошкоджених балок БК 1.4.1-0,7-20 серії 1-ї

Експериментальні взірці БК 1.4.1-0,7-20 відображають зниження відносних деформацій після виконання пошкодження в порівнянні із БК 1.2.1-0,3-20 в центральному перерізі (зона 2): при  $M=18,83\text{ кНм}$   $\Delta\epsilon_{s.I14}=19,97\%$ ,  $\Delta\epsilon_{s.I13}=39,6\%$ ,  $\Delta\epsilon_{s.I12}=12,3\%$ ,  $\Delta\epsilon_{s.I11}=30,65\%$ ; при  $M=19,77\text{ кНм}$   $\Delta\epsilon_{s.I14}=18,73\%$ ,  $\Delta\epsilon_{s.I13}=42,2\%$ ,  $\Delta\epsilon_{s.I12}=16,2\%$ ,  $\Delta\epsilon_{s.I11}=32,76\%$  (рис.3.17). Виконане пошкодження при 70% від  $M_{ult}$  БК 1.1.1-0 демонструє більшу залежність зростання стиснутої зони після пошкодження в порівнянні з БК 1.2.1-0,3-20.

В 1-ї та 3-ї зонах зняття показів підчас зростання  $h_d = 10...30$ мм пошкодження зразки БК 1.4.1-0,7-20 відбувалось зростання відносних деформацій на стиск в порівнянні з деформацій при  $h_d = 0$ мм:  $\varepsilon_{s.I13} = 2,1...19,5\%$ ,  $\varepsilon_{s.I12} = 19,1...98\%$ ,  $\varepsilon_{s.I11} = 1,5...13,23\%$  (рис.А.11,12). Відбулось зниження реальної висоти стиснутої зони, підчас виконання пошкодження із подальшою залежністю її зростання при зростанні діючого навантаження на взірці.

### 3.1.2. Аналіз результатів несучої здатність експериментальних балок першої серії.

Табл. 3.2

#### Несуча здатність експериментальних зразків першої серії балок.

Шифр зразки	Фізичне руйнування, $M_{ult}$ кНм	Несуча здатність, $M_{s,y}$ , кНм	Зниження $M_{ult}$ відносно БК 1.1.1-0, %	Відхилення $M_{ult}$ відносно БП 1.1.2-0-20, %	Відхилення $M_{s,y}$ відносно БК 1.1.1-0, %	Відхилення $M_{s,y}$ відносно БП 1.1.2-0-20, %
БК 1.1.1-0	25,7	22,2	-	-	-	-
БП 1.1.2-0-20	20,84	17,12	18,92	-	22,89	-
БП 1.2.1-0,3-20	21,64	17,99	15,8	-3,83	18,97	-5,08
БП 1.3.1-0,5-20	19,6	17,02	23,74	5,96	23,34	0,59
БП 1.3.2-0,5-80	20,4	16,96	20,63	2,12	23,61	0,94
БП 1.4.1-07-20	23,01	18,3	10,47	-10,41	17,57	-6,89

Основний фактор впливу на несучу здатність експериментальних зразки виступає навантаження. Приріст  $M_{s,y}$  відбувся в взірцях БП 1.2.1-0,3-20 та БП 1.4.1-0,7-20 відносно БП 1.1.2-0-20 (табл.3.2), при виконанні пошкодження з однаковими геометричними характеристиками. Пошкодження виконане при  $0,7 M_{ult}$ , дало найбільший приріст  $M_{s,y}$  на 11,58% відносно БК 1.1.1-0 та  $M_{s,y}$  на -14,66% відносно взірця пошкодженого до дії навантаження БК 1.1.1-0. Зниження несучої здатності зразків відбулось при виконанні пошкодження  $0,5 M_{ult}$ , зниження в діапазоні 0,58...0,93% в порівнянні з БП 1.1.2-0-20.

При пошкодженні розмірами  $20*30$  мм та  $80*30$  мм відбувається зміна розподілу головних напружень, утворюючи ефект сколювання. Ефект сколювання відбувається внаслідок зміни напрямку головних напружень стиску бетону, та має прямо пропорційну залежність напрямку від висоти та ширини пошкодження.

### 3.1.3. Несуча здатність експериментальних балок другої серії.

Згідно розробленої програми досліджень було випробувано контрольні взірці для отримання первинних даних наступних досліджень. Експериментальні взірці БК 2.5.1-0 серії 2-ї випробувались без пошкоджень. Робоче армування  $2\varnothing 12$  даної серії, що імітує пошкодження головної арматури. Умова  $\epsilon_c = \epsilon_s$  не буде виконуватись, що в перспективі при виконанні пошкодження буде призводити до зниження несучої здатності стиснутого бетону в елементі.

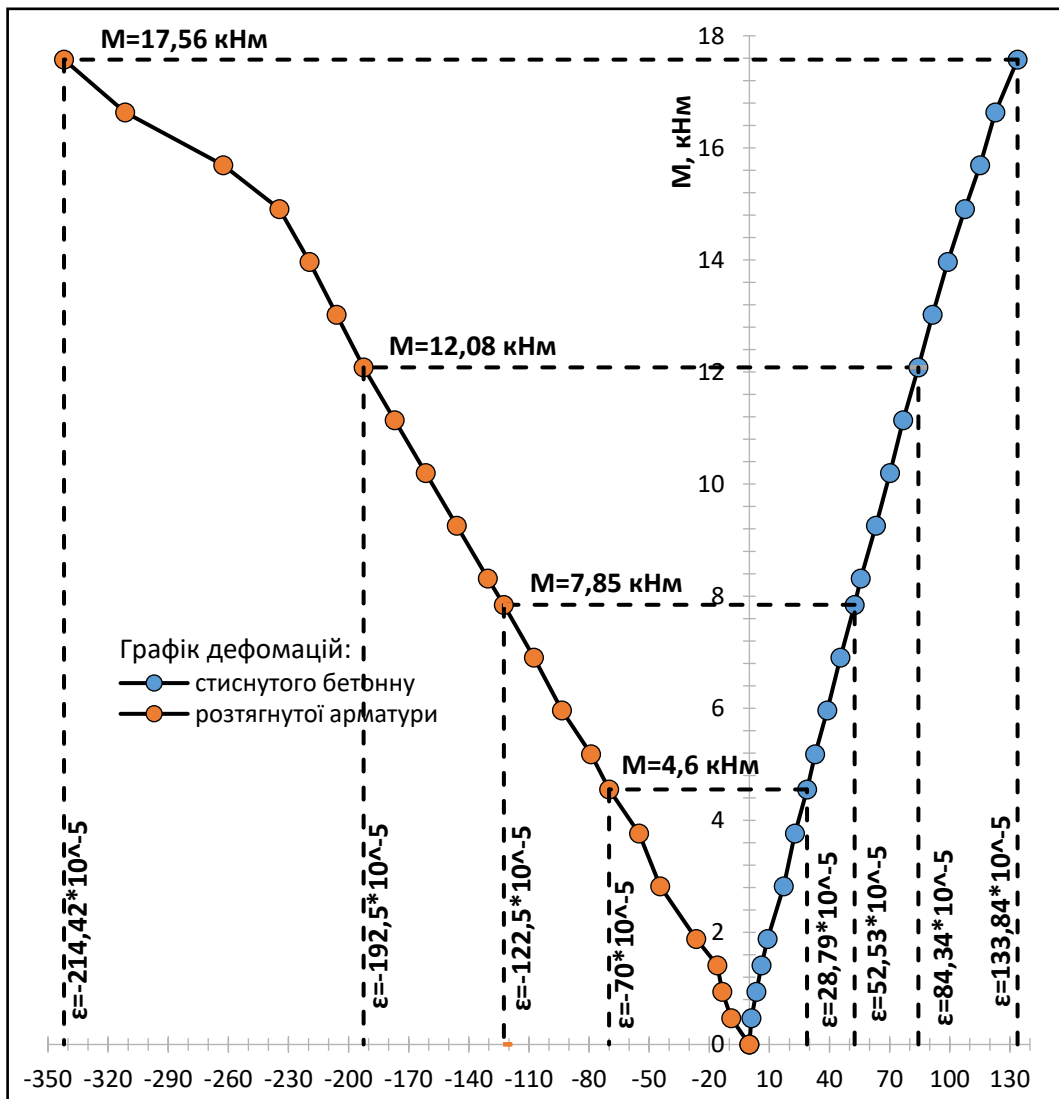


Рис. 3.18. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) балок БК 2.5.1-0 серії 2-ї

Контрольні взірці з недостатнім поперечним армуванням, мають зростання відносні деформацій  $\epsilon_s$  та  $\epsilon_c$  в порівнянні з БК 1.1.1-0: при  $M=4,6$  кНм  $\epsilon_s$  на 42,14%,  $\epsilon_c$  на 61,8% ; при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на 39%,  $\epsilon_c$  на 38,8% (рис.3.18).

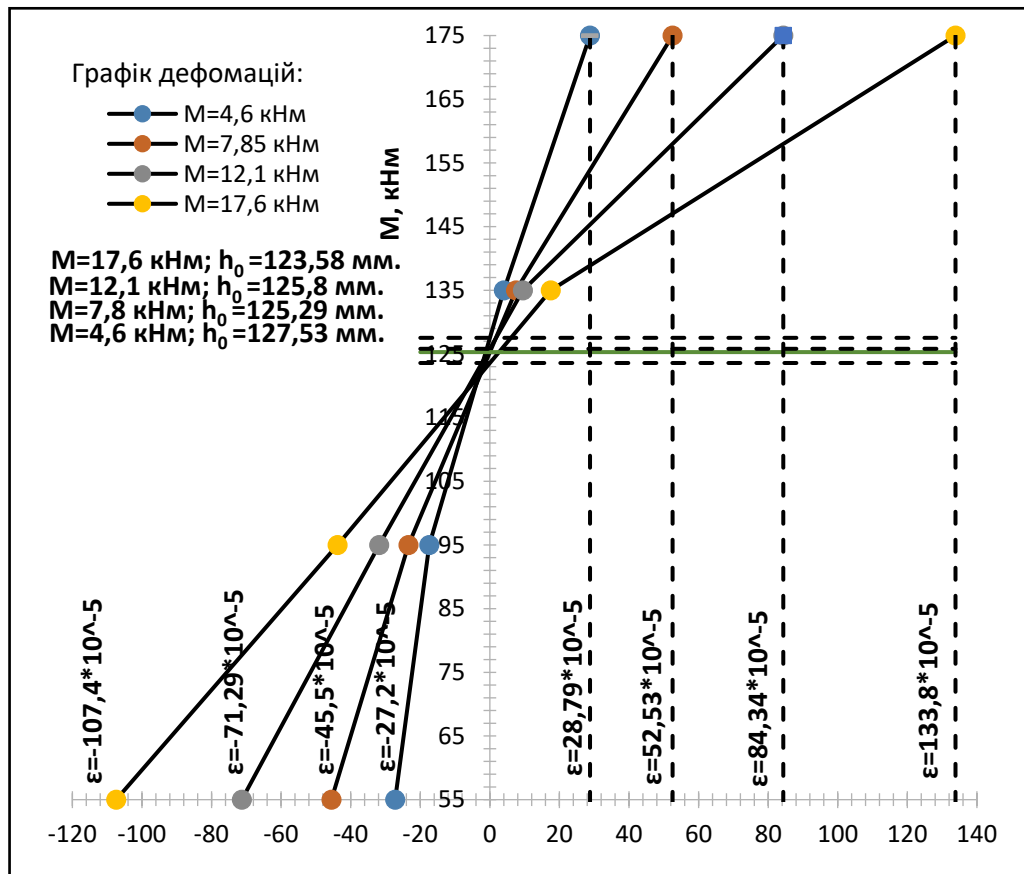


Рис. 3.19. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в балок БК 2.5.1-0 серії 2-ї

Взірці БК 2.5.1-0 із недостатнім поперечною площею армування, при порівнянні з БК 1.1.1-0 показали зниження відносних деформацій розтягнутого бетону та значне зростання стиснутого бетону в центральному перерізі: в діапазоні навантаження  $M=4,6...12,1$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  13,8...20,2%;  $M=4,6...12,1$  кНм  $\epsilon_{s.II3}$  -44,12...12,53%;  $M=4,6...12,1$  кНм  $\epsilon_{s.II1}$  40,26...38,7%. В центральному перерізі БК 2.5.1-0 відбувається значне зростання відносних деформацій бетону що працює на стиск в період другої стадії напружено деформованого стану в порівнянні з взірцями із  $\emptyset 14$  А500С (рис.3.19). Натомість в бічних зонах відбувається зростання відносних деформацій бетону що працює на розтяг (рис.А.13,14).

Дослідні взірці зруйнувались, за рахунок досягнення фібровими бетону деформаціями граничних значень  $\epsilon_{cu1}$ . Руйнівне значення при  $M_{ult} = 25,7$  кНм для БК 1.1.1-0,  $M_{ult} = 18,36$  кНм для БК 2.5.1-0, що демонструє відсотковий зменшення на 28,56%.



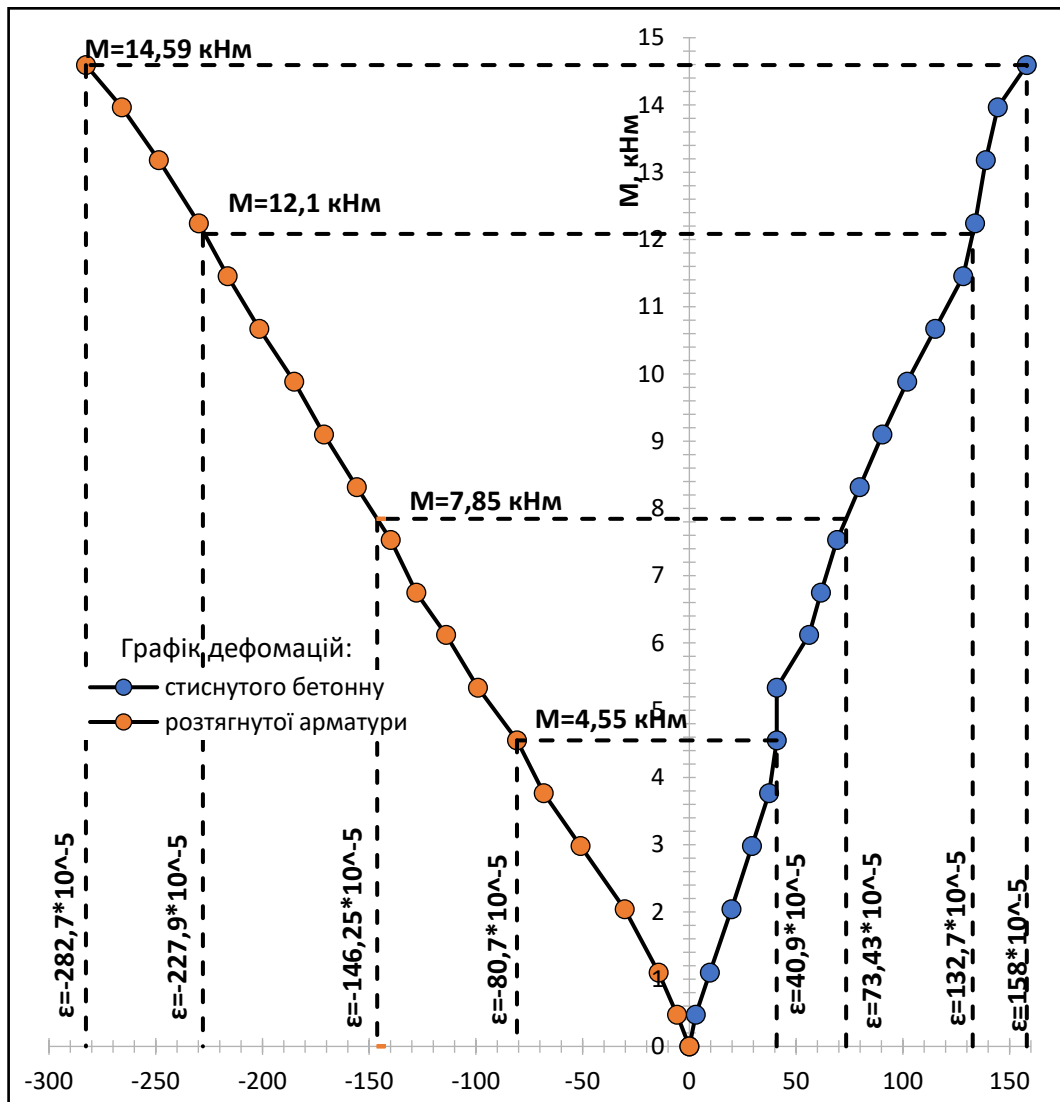


Рис. 3.20. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) балок БП 2.6.1-0-20 серії 2-ї

Випробування БП 2.6.1-0-20 серії 2-ї виконувалось з нанесенням пошкодження до дії навантаження типу точкове. При порівнянні з випробуванням БК 2.5.1-0 відносні деформацій зростали від дії навантаження: при  $M=4,6$  кНм  $\epsilon_s$  на 15,4%,  $\epsilon_c$  на 94,9% ; при  $M=7,85$  кНм  $\epsilon_s$  на 19,4%,  $\epsilon_c$  на 39,8% ; при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на 18,4%,  $\epsilon_c$  на 57,4% (рис.3.35). Порівняння з БК 1.1.2-0-20: при  $M=4,6$  кНм  $\epsilon_s$  на 56,4%,  $\epsilon_c$  на 97,5% ; при  $M=7,85$  кНм  $\epsilon_s$  на 42,1%,  $\epsilon_c$  на 45% ; при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на 39%,  $\epsilon_c$  на 56,5% (рис.3.20).

Наявність зниження площі поперечного перерізу стержні несе сумісний негативний вплив на несучу здатність із пошкодженням, особливо цей ефект відображається до закінчення 1-ї стадії напружено-деформованого стану та на завершенні наступної стадії.

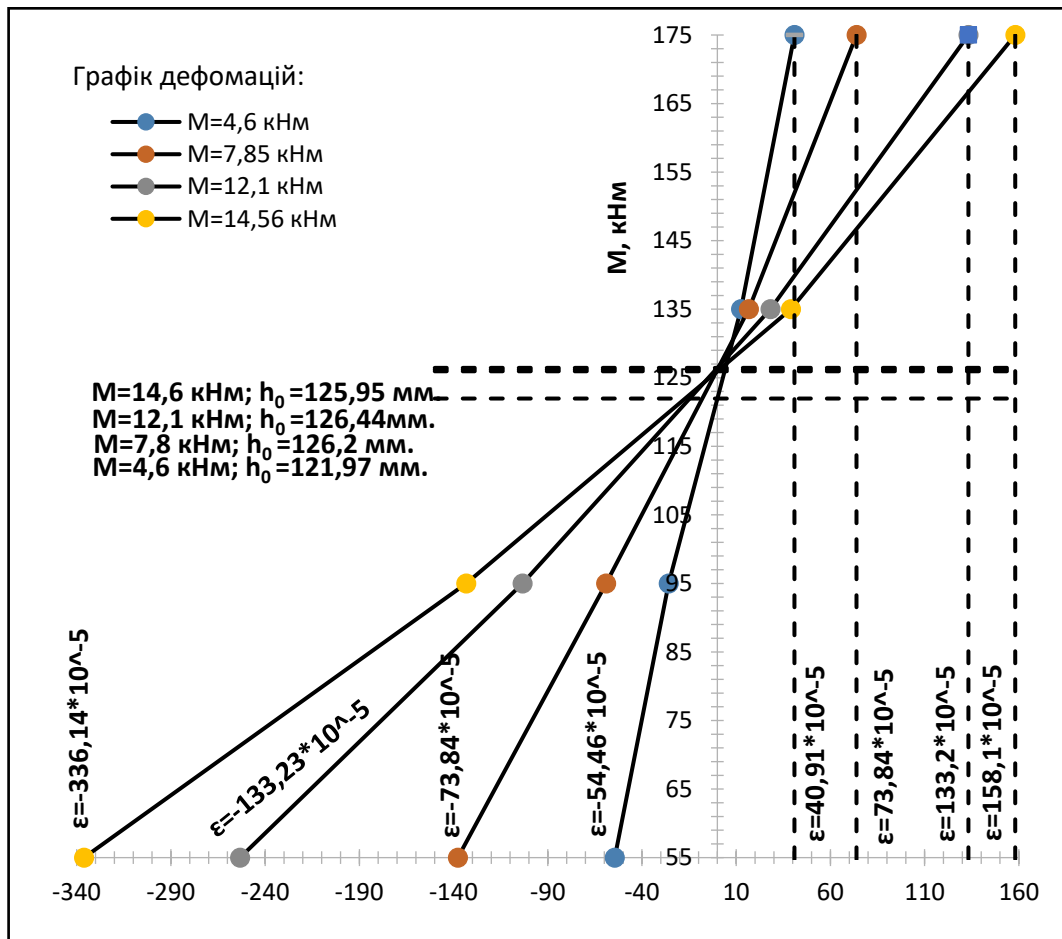


Рис. 3.21. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в балок БП 2.6.1-0-20 серії 2-ї

Експериментальні взірці БП 2.6.1-0-20 демонструють зростання відносних деформацій після виконання пошкодження в порівнянні із БП 1.1.2-0-20 в центральному перерізі (зона 2): при  $M=4,6$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 55%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 77,59%,  $\epsilon_{s.II1}$  на 43,93%; при  $M=7,84$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 93,6%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 98,9%,  $\epsilon_{s.II1}$  на 45,8%; при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 132,6%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 101,75%,  $\epsilon_{s.II1}$  на 57% (рис.3.21). При порівнянні з БК 2.5.1-0: при  $M=4,6$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 100%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 48,57%,  $\epsilon_{s.II1}$  на 42,1%; при  $M=7,84$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 202,4%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 152,77%,  $\epsilon_{s.II1}$  на 40,57%; при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 255,7%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 224,7%,  $\epsilon_{s.II1}$  на 58%. В бічних зонах максимальні відносні деформації бетону що працює на розтяг  $\epsilon_{s.II4}$ , найбільше знизилась до 30%, решта показів не перевищують даний відсоток і є близькі до показів БК 2.5.1-0 (рис.А.15,16). Руйнувались відбулось за рахунок досягнення фібровими бетону деформаціями граничних значень  $\epsilon_{cu1}$ ,  $\epsilon_{cu2}$ . Руйнування при  $M_{ult}=18,36$  кНм для БК 2.5.1-0,  $M_{ult}=16$  кНм для БП 2.6.1-0-20, що демонструє відсотковий зменшення на 6,04%.

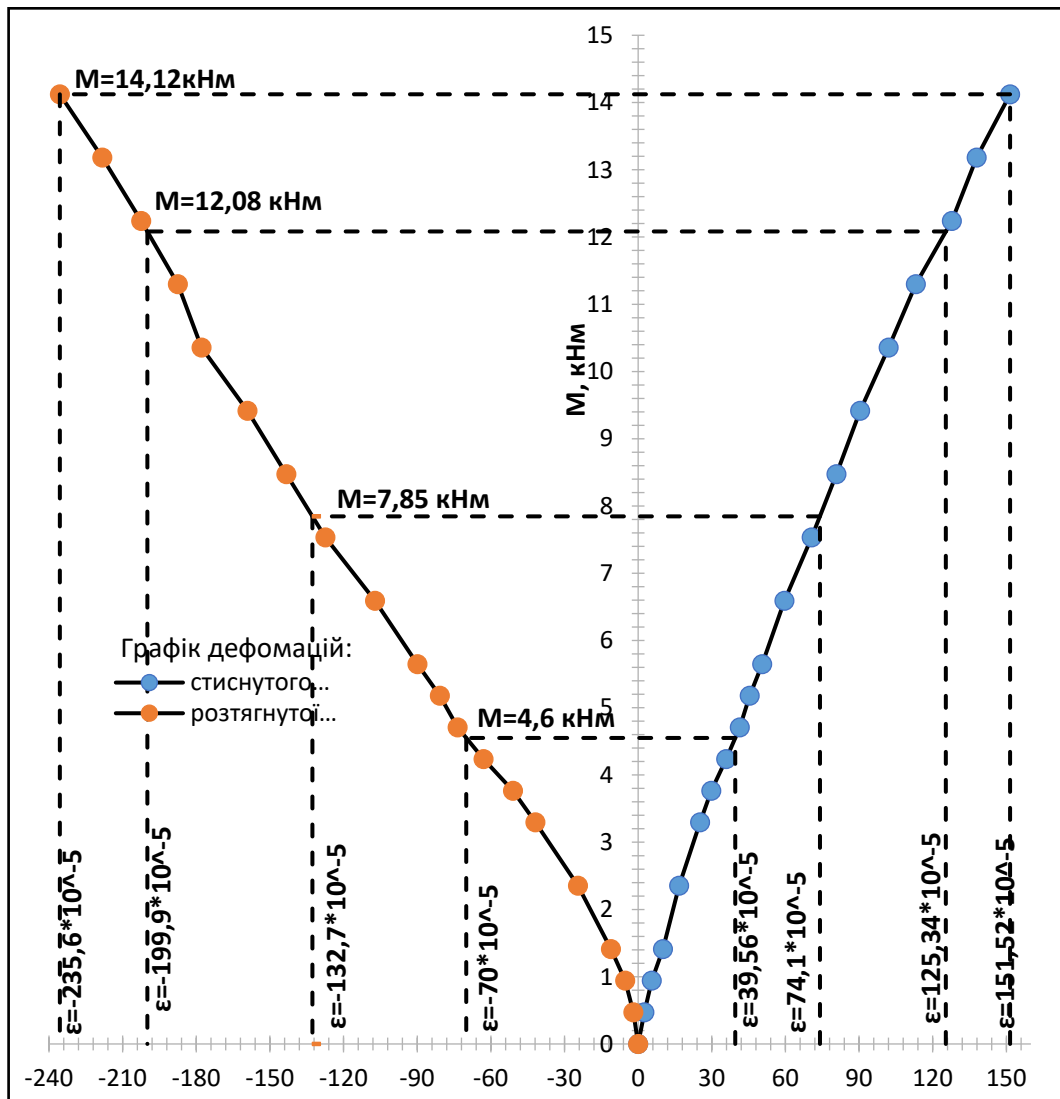


Рис. 3.22. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) балок БП 2.6.2-0-80 серії 2-ї

Випробування БП 2.6.2-0-80 серії 2-ї виконувалось з нанесенням пошкодження до дії навантаження розмірами 80\*30 мм. При порівнянні з випробуванням БК 2.5.1-0 відносні деформацій зростали від дії навантаження: при  $M=4,6$  кНм  $\epsilon_s$  на 0,05%,  $\epsilon_c$  на 37% ; при  $M=7,85$  кНм  $\epsilon_s$  на 8,3%,  $\epsilon_c$  на 41%; при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на 3,9%,  $\epsilon_c$  на 48,6% (рис.3.22). Порівняння з БП 2.6.1-0-20: при  $M=4,6$  кНм  $\epsilon_s$  на -13,3%,  $\epsilon_c$  на -29,52% ; при  $M=7,85$  кНм  $\epsilon_s$  на -9,27%,  $\epsilon_c$  на 0,9%; при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на -12,3%,  $\epsilon_c$  на -5,6%.

Зміна ширини пошкодження з 20 мм до 80 мм, призвела до зниження відносних деформацій в армуванні при ідентичному навантаженні. Деформації стиснутого бетону в зоні максимальних головних напружень на стиск, з початку 2-ї стадії напружено-деформованого стану не перевищують відмінність 5,6%.

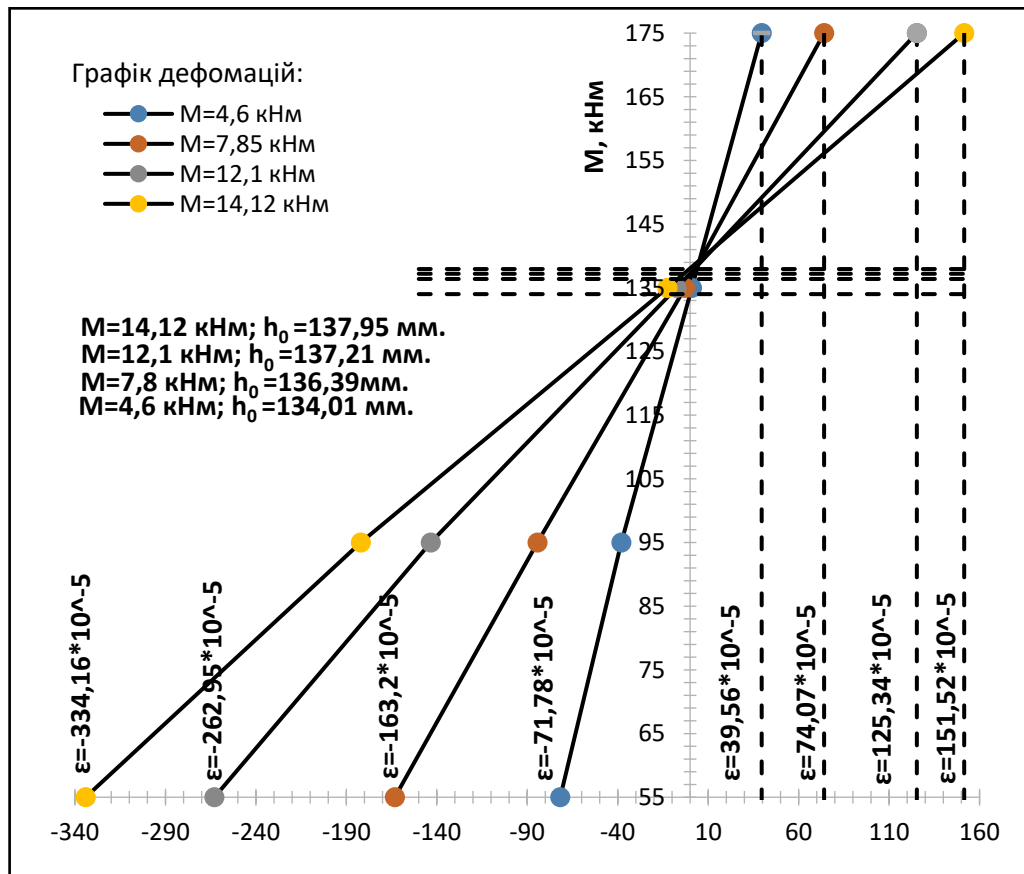


Рис. 3.23. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в балок БП 2.6.2-0-80 серії 2-ї

Взірці БП 2.6.2-0-80 демонструють зниження різниці  $\epsilon_s$  стиснутого бетону на закінченні 1-ї стадії напружено деформованого стану, невелике зростання  $\epsilon_s$  стиснутого бетону із БП 2.6.1-0-20 в центральному перерізі (зона 2): при M=4,6 кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 31,8%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 46,8%,  $\epsilon_{s.II1}$  на 3,3%; при M=7,84 кНм  $\epsilon_{s.II4}$  на 18,5%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 42,8%,  $\epsilon_{s.II1}$  на -0,03%; при M=12,08 кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 3,8%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 38,7%,  $\epsilon_{s.II1}$  на -5,9% (рис.3.23). При порівнянні з БК 2.5.1-0: при M=4,6 кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 104,3%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 160,7%,  $\epsilon_{s.II1}$  на -39,2%; при M=7,84 кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 129,4%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 184,1%,  $\epsilon_{s.II1}$  на -46,2%; при M=12,08 кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 141,4%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 179,8%,  $\epsilon_{s.II1}$  на -47,7%. В 1-ї та 3-ї зоні відмінності в розподілі  $\epsilon$  по висоті, при пошкодженні 80\*30 мм є нижчі до 10% див. рис.А.17,18 із врахуванням баз де відбулось розкриття тріщин. Руйнувались відбулось за рахунок досягнення фібровими бетону деформаціями граничних значень  $\epsilon_{cu1}$ ,  $\epsilon_{cu2}$ . Руйнування при  $M_{ult} = 16$  кНм для БП 2.6.1-0-20,  $M_{ult} = 15,06$  кНм для БП 2.6.1-0-20, що демонструє відсотковий зменшення до 5,88%.

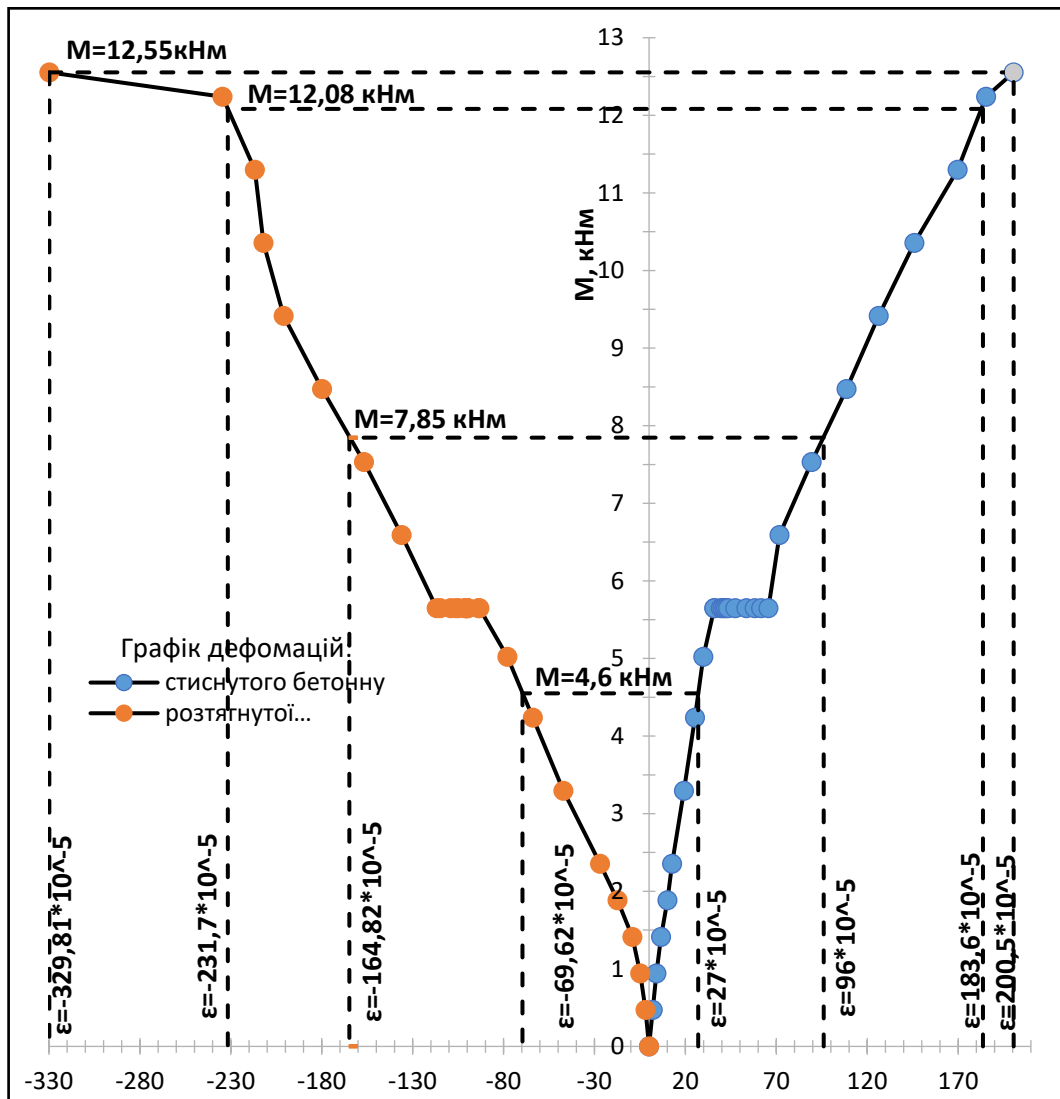


Рис. 3.24. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) балок БП 2.7.1-0,3-80 серії 2-ї

Випробування БП 2.7.1-0,3-80 серії 2-ї виконувалось з нанесенням пошкодження за дії навантаження  $0,3 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0. Пошкодження здійснювалось розмірами  $20 \times 30$  мм. При виконанні пошкодження відбувалось збільшення відносних деформацій: при  $h_d=10$  мм  $\epsilon_s$  зросли на 8,2% та  $\epsilon_c$  на 21,1% відносно показів до пошкодження;  $h_d=20$  мм,  $\epsilon_s$  на 13,3% та  $\epsilon_c$  на 49,3%;  $h_d=30$  мм,  $\epsilon_s$  на 24,6% та  $\epsilon_c$  на 83,1% (рис.3.24). При порівнянні з випробуванням БП 2.6.2-0-80 відносні деформації зростали від дії навантаження: при  $M=7,85$  кНм  $\epsilon_s$  на 24,2%,  $\epsilon_c$  на 29,7%; при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на 26,1%,  $\epsilon_c$  на 46,5% (рис.3.24). Виконання пошкодження розмірами  $80 \times 30$  мм при  $0,3 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0, призвело до більшої деформативності арматури та стиснутого бетону, в

порівнянні з зірцями пошкодженими ідентично до дії навантаження БП 2.6.2-0-80.

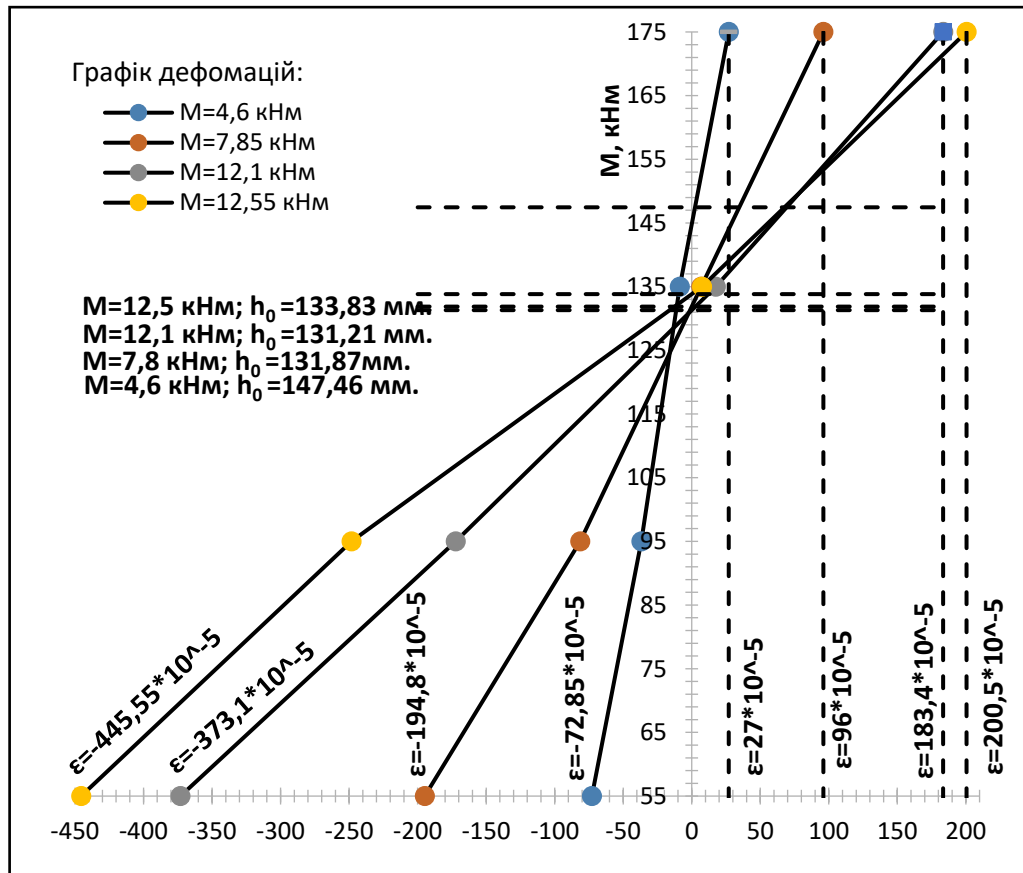


Рис. 3.25. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в балок БП 2.7.1-0,3-80 серії 2-ї

Експериментальні зірці БП 2.7.1-0,3-80 мають більшу деформативність бетону по висоті після виконання пошкодження, в порівнянні із БП 2.6.2-0-80 в центральному перерізі (зона 2): при  $M=7,84$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  на 19,4%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 37,6%,  $\epsilon_{s.II1}$  на 30,1%; при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 41,9%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 20,2%,  $\epsilon_{s.II1}$  на 46,4% (рис.3.25). При порівнянні з БП 2.6.1-0-20: при  $M=7,84$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 41,5%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 37,6%,  $\epsilon_{s.II1}$  на 30,1%; при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на 47,3%,  $\epsilon_{s.II3}$  на 66,7%,  $\epsilon_{s.II1}$  на 37,7%. В 1-ї та 3-ї зоні відносні деформації розтягнутого бетону значно зросли порівнянні із БП 2.6.2-0-80, деформації на стиск мають значно менше відхилення див. рис.А.17-20.

Руйнувались відбулось за рахунок досягнення фібровими бетону деформаціями граничних значень  $\epsilon_{cu1}$ . Руйнування БП 2.7.1-0,3-80 відбулось при  $M_{ult} = 16,95$  кНм.

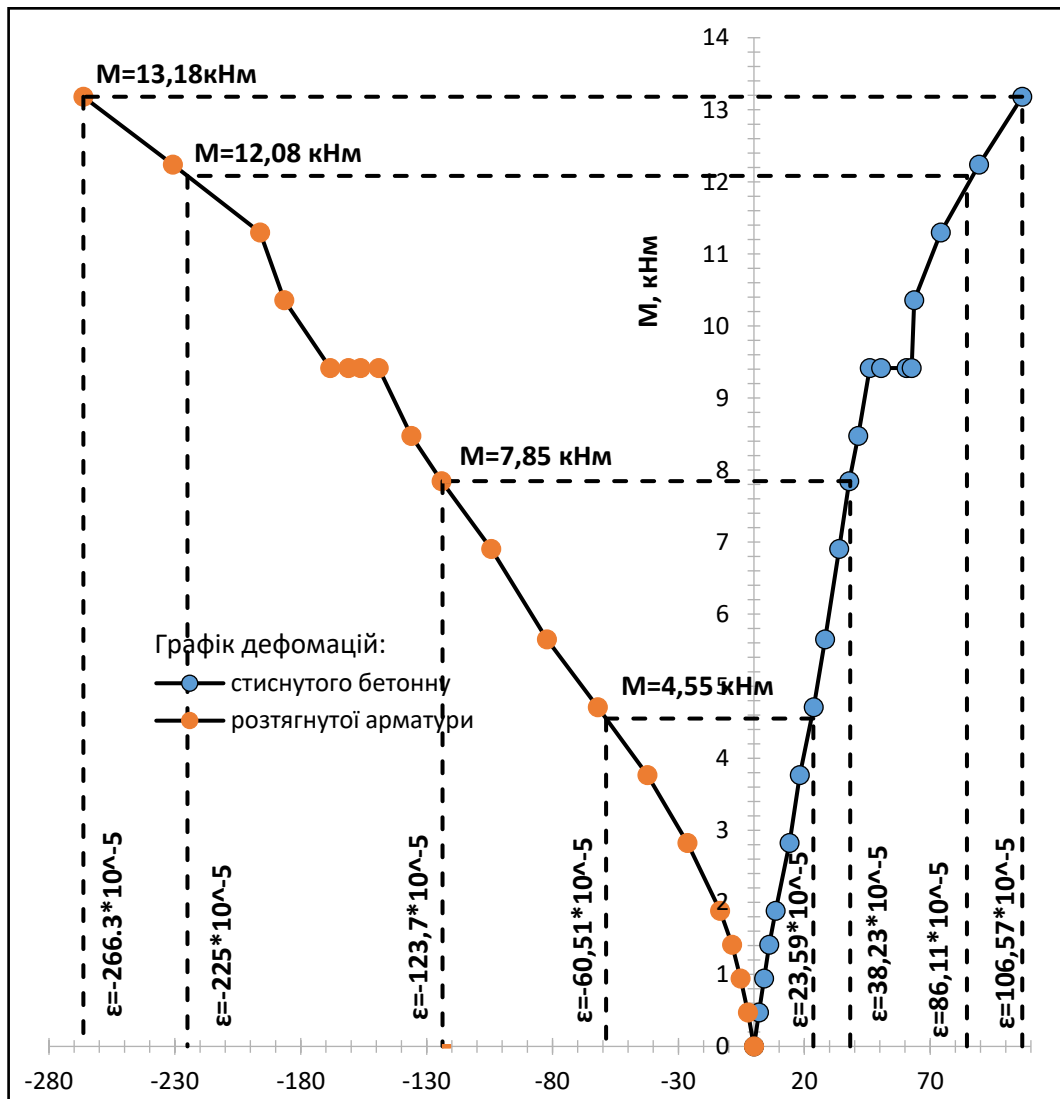


Рис. 3.26. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) балок БП 2.8.1-0,5-20 серії 2-ї

Випробування БП 2.8.1-0,5-20 серії 2-ї виконувалось з нанесенням пошкодження за дії навантаження  $0,5 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0, розмірами  $20 \times 30$  мм. При виконанні пошкодження відбувалось збільшення відносних деформацій: при  $h_d=10$ мм  $\epsilon_s$  зросли на 8,1% та  $\epsilon_c$  на 9,8% відносно показів до пошкодження; при  $h_d=20$ мм,  $\epsilon_s$  на 12,8% та  $\epsilon_c$  на 31,9%; при  $h_d=30$ мм,  $\epsilon_s$  на 22,6% та  $\epsilon_c$  на 36,3% (рис.3.26). При порівнянні з випробуванням БП 2.6.1-0-20 відносні деформацій від дії навантаження, при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на -9,2%,  $\epsilon_c$  на 36,3% (рис.3.26). Порівняння з БП 1.1.2-0-20, при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на 51,8%,  $\epsilon_c$  на 0,3%.

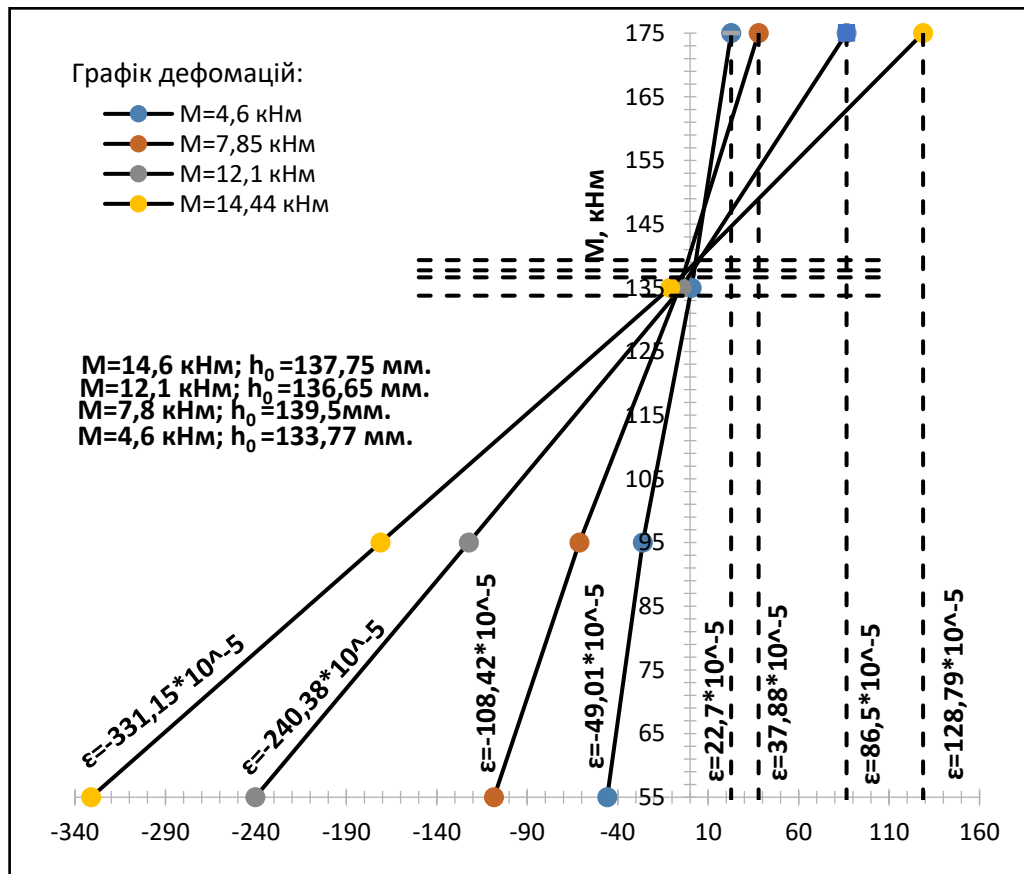


Рис. 3.27. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в балок БП 2.8.1-0,5-20 серії 2-ї

Експериментальні взірці БП 2.8.1-0,5-20 в центральному перерізі (зона 2) в порівнянні: із БП 2.6.1-0-20 при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  на  $-5,1\%$ ,  $\epsilon_{s.II3}$  на  $18,3\%$ ,  $\epsilon_{s.II1}$  на  $-35,1\%$ ; із БК 1.1.2-0-20 при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  зросли на  $120,7\%$ ,  $\epsilon_{s.II3}$  на  $138,7\%$ ,  $\epsilon_{s.II1}$  на  $1,9\%$  (рис.3.27). Виконання пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0, дає приріст несучої здатності центральному перерізу в порівнянні з виконанням при  $0 M_{ult}$ . В 1-ї та 3-ї зоні відносні деформації мають близькі усередненні значення по висоті перерізу в порівнянні із БП 2.6.1-0-20, на етапах після виконання пошкодження (рис.А.21,22).

Руйнувались відбулось за рахунок досягнення фібровими бетону деформаціями граничних значень  $\epsilon_{cu1}$ . Руйнування БП 2.8.1-0,5-20 відбулось при  $M_{ult} = 15,4$  кНм.



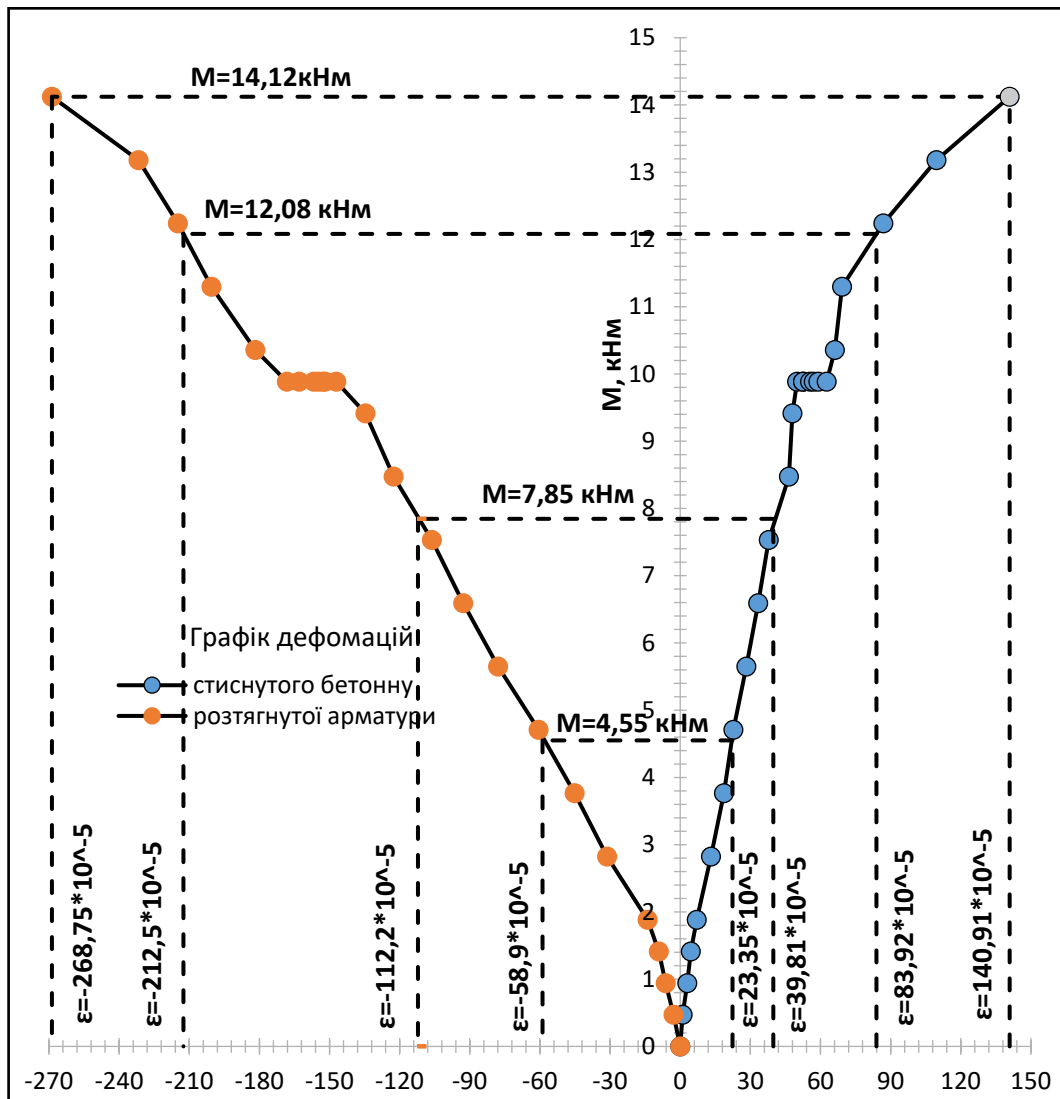


Рис. 3.28. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) балок БП 2.8.2-0,5-80 серії 2-ї

Випробування БП 2.8.2-0,5-80 серії 2-ї виконувалось з нанесенням пошкодження за дії навантаження  $0,5 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0, розмірами  $80 \times 30$  мм. При виконанні пошкодження відбувалось збільшення відносних деформацій: при  $h_d = 10$  мм  $\epsilon_s$  зросли на 12,9% та  $\epsilon_c$  на 9,5% відносно показів до пошкодження; при  $h_d = 20$  мм,  $\epsilon_s$  на 15% та  $\epsilon_c$  на 15,8%; при  $h_d = 30$  мм,  $\epsilon_s$  на 25% та  $\epsilon_c$  на 30,5% (рис.3.28). При порівнянні з випробуванням БП 2.6.2-0-80 відносні деформацій від дії навантаження, при  $M = 12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на 6,3%,  $\epsilon_c$  на -33% (рис.3.28). Порівняння з БП 2.7.1-0,3-80, при  $M = 12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на -15,7%,  $\epsilon_c$  на -54,3%. Дослід виконаний при ідентичному навантаженні але з розміром пошкодження  $20 \times 30$  мм БП 2.8.1-0,5-20, має більші відносні деформації в стиснутому бетоні та арматурі при  $M = 12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на 14,6%,  $\epsilon_c$  на 0,8%.

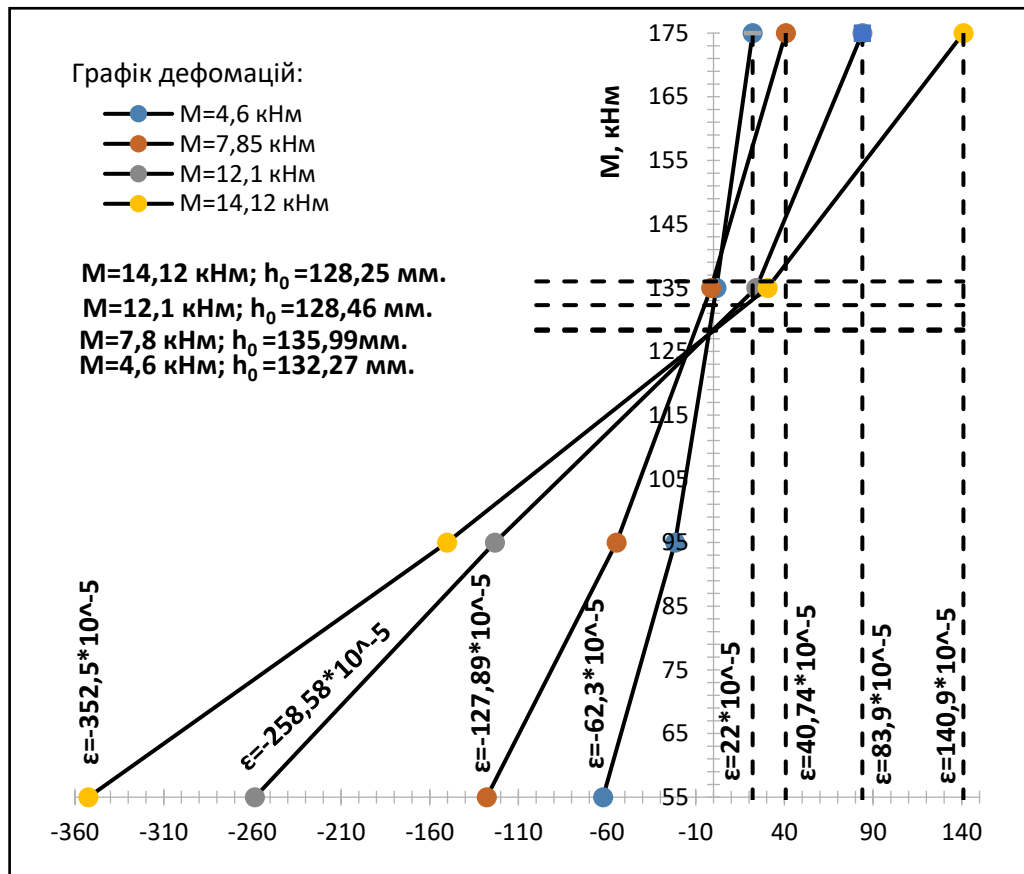


Рис. 3.29. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в балок БП 2.8.2-0,5-80 серії 2-ї

Експериментальні взірці БП 2.8.2-0,5-80 в центральному перерізі (зона 2) в порівнянні: із БП 2.6.2-0-80 при M=12,08 кНм  $\epsilon_{s.I14}$  на -1,6%,  $\epsilon_{s.I13}$  на -14%,  $\epsilon_{s.I11}$  на -33%; із БК 2.7.1-0,3-80 при M=12,08 кНм  $\epsilon_{s.I14}$  на -30,7%,  $\epsilon_{s.I13}$  на -28,4%,  $\epsilon_{s.I11}$  на -54,3% (рис.3.29). Виконання пошкодження при 0,5 M<sub>ult</sub> від БК 2.5.1-0, дає приріст несучої здатності центральному перерізу в порівнянні з виконанням при 0 M<sub>ult</sub>. В 1-ї та 3-ї зоні відносні деформації мають близькі усередненні значення по висоті перерізу в порівнянні із БП 2.6.2-0-80, на етапах після виконання пошкодження (рис.А.23,24).

Руйнувались відбулось за рахунок досягнення фібровими бетону деформаціями граничних значень  $\epsilon_{cu1}$ ,  $\epsilon_{cu2}$ . Руйнування БП 2.8.2-0,5-80 відбулось при M<sub>ult</sub> =14,6 кНм.

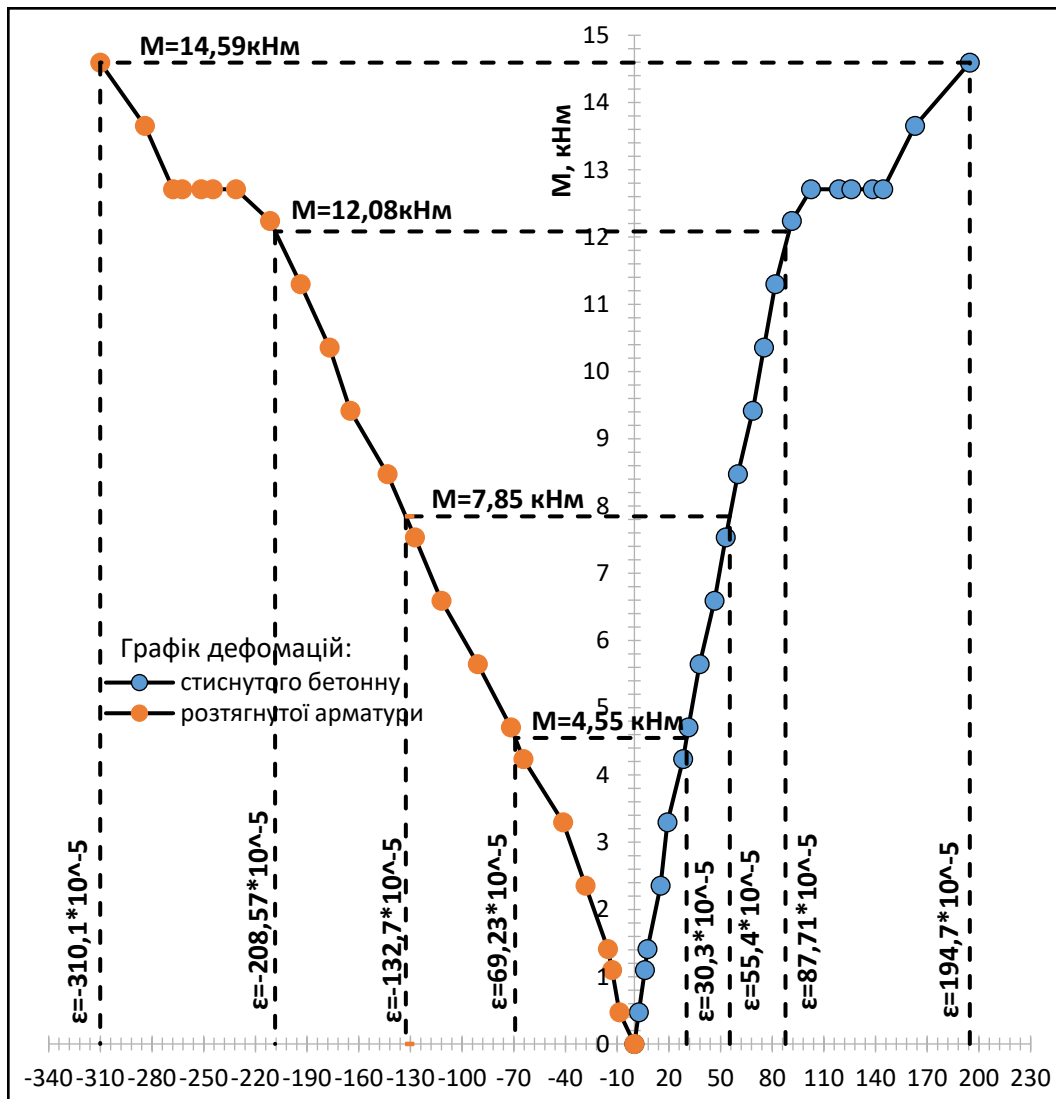


Рис. 3.30. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа)  
балок БП 2.9.1-0,7 -80 серії 2-ї

Випробування БП 2.9.1-0,7-80 серії 2-ї виконувалось з нанесенням пошкодження за дії навантаження  $0,7 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0, типу розподілене. Із виконанням пошкодження  $h_d=0\dots 10$ мм, відносні деформації арматури та стиснутого бетону зросли  $\epsilon_s$  на 5,8% та  $\epsilon_c$  на 15,8%,  $h_d=20$ мм  $\epsilon_s$  на 8,7% та  $\epsilon_c$  на 22,8%,  $h_d=30$ мм  $\epsilon_s$  на 15,8% та  $\epsilon_c$  на 40,9%. При порівнянні з випробуванням БП 2.8.2-0,5-80 відносні деформацій від дії навантаження, при  $M=13,65$  кНм  $\epsilon_s$  на 13,5%,  $\epsilon_c$  на 30,12% (рис.3.30). Порівняння з БП 2.6.2-0-80, при  $M=13,65$  кНм  $\epsilon_s$  на 25,2%,  $\epsilon_c$  на 12,6%. Виконане пошкодження при  $0,7 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0, знижує несучу здатність в порівнянні з виконанням при  $0 M_{ult}$  та  $0,5 M_{ult}$

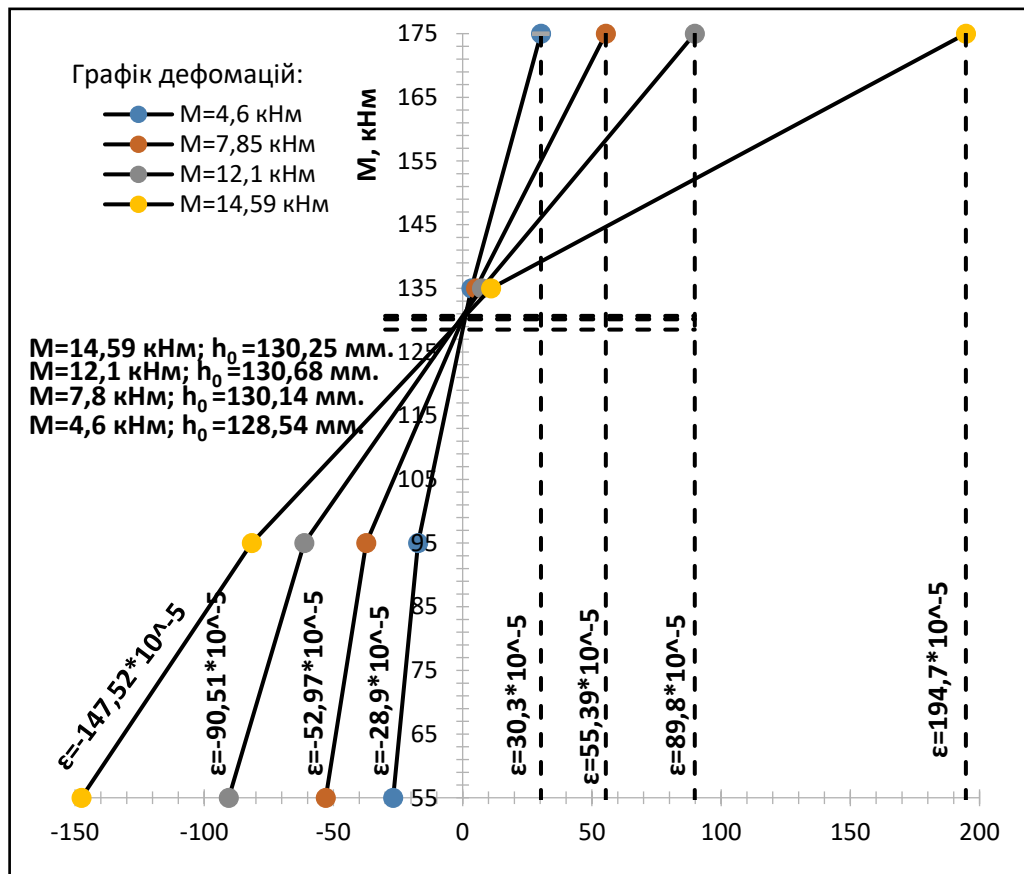


Рис. 3.31. Графік деформації бетону в 2-ї зоні в балок БП 2.9.1-0,7-80 серії 2-ї

Експериментальні взірці БП 2.9.1-0,5-80 в центральному перерізі (зона 2) в порівнянні: із БП 2.6.2-0-80 при  $M=13,65$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  на  $-59,7\%$ ,  $\epsilon_{s.II3}$  на  $-58\%$ ,  $\epsilon_{s.II1}$  на  $12,6\%$ ; із БП 2.8.2-0,5-80 при  $M=13,65$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  на  $-59,7\%$ ,  $\epsilon_{s.II3}$  на  $-49,9\%$ ,  $\epsilon_{s.II1}$  на  $30,1\%$  (рис.3.31). Наявність імітації пошкодження головної арматури призводить до нерівномірного деформування бетону та армування, при виконанні пошкодження при  $0,7 M_{ult}$ , цей ефект підсилюється. В 1-й та 3-й зоні відбулось динамічне зростання деформацій в зонах розтягнутого бетону, після виконання пошкодження, стиснута зона має значно меншу залежність зростання відносних деформацій при зростанні навантаження (рис.А.25.26).

Зразки зруйнувався за рахунок досягнення фібровими бетону деформаціями граничних значень  $\epsilon_{cu1}$ ,  $\epsilon_{cu2}$ . Руйнування БП 2.9.1-0,5-80 відбулось при  $M_{ult} = 14,6$  кНм.

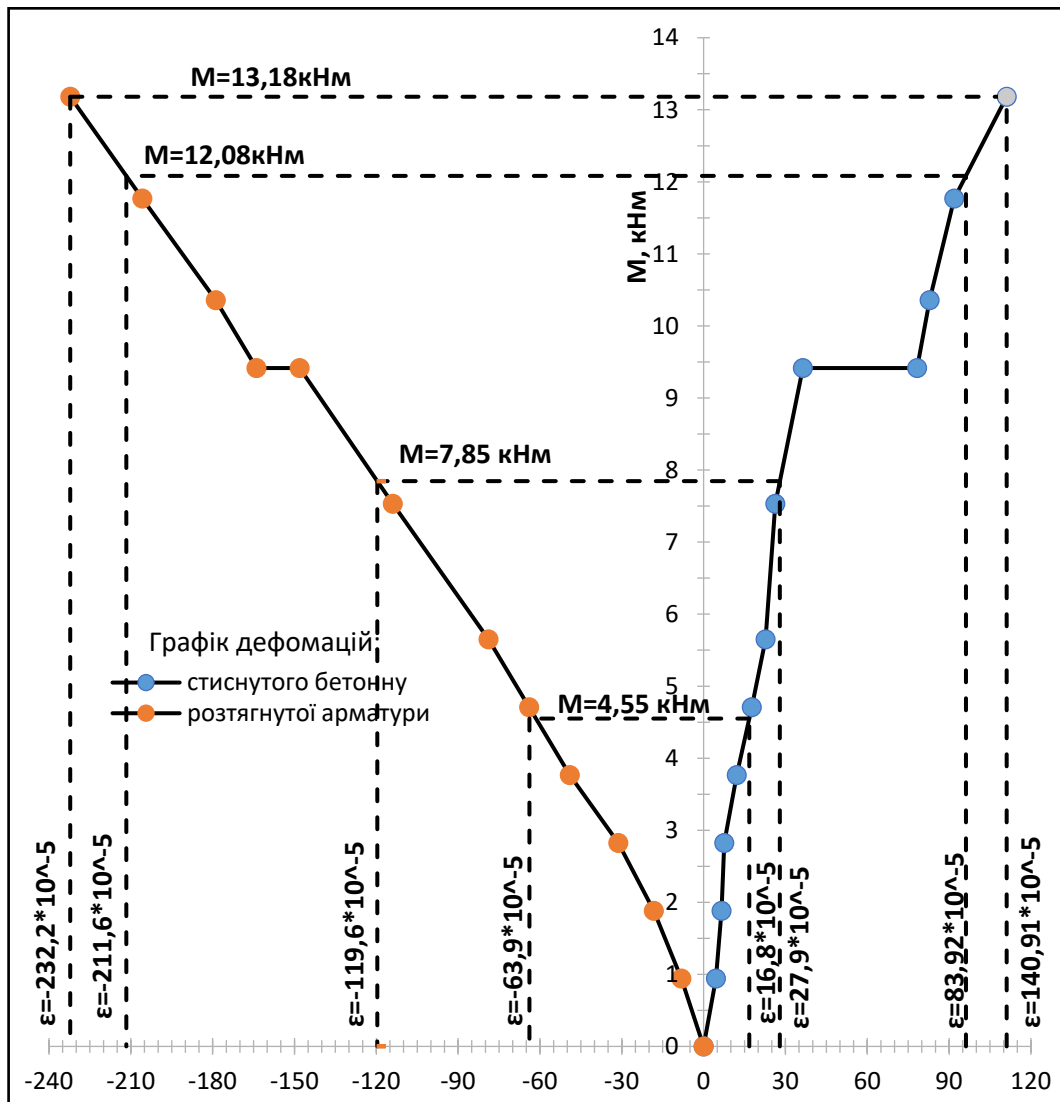


Рис. 3.32. Графік деформації арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) балок БП 2.10.1-0,5-80 серії 2-ї

Випробування БП 2.10.1-0,5-80 серії 2-ї виконувалось з нанесенням пошкодження за дії навантаження  $0,5 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0, розмірами  $80 \times 30$  мм. Пошкодження було розміщене між місцем прикладання навантаження та центром елемента. Із виконанням пошкодження  $h_d = 0 \dots 30$  мм, відносні деформації арматури та стиснутого бетону зросли  $\epsilon_s$  на 10,7% та  $\epsilon_c$  на 115,3%. При порівнянні з випробуванням БП 2.8.2-0,5-80 відносні деформацій від дії навантаження, при  $M = 12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на -0,4%,  $\epsilon_c$  на 14,6% (рис.3.32). Порівняння з БП 2.7.1-0,3-80, при  $M = 12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на -16,04%,  $\epsilon_c$  на -47,6%. Взірці із ідентичним пошкодженням до дії навантаження БП 2.6.2-0-80 мають менші деформації армування але більші в стиснутому бетоні центрального перерізу, при  $M = 12,08$  кНм  $\epsilon_s$  на 6,9%,  $\epsilon_c$  на 23,3%.

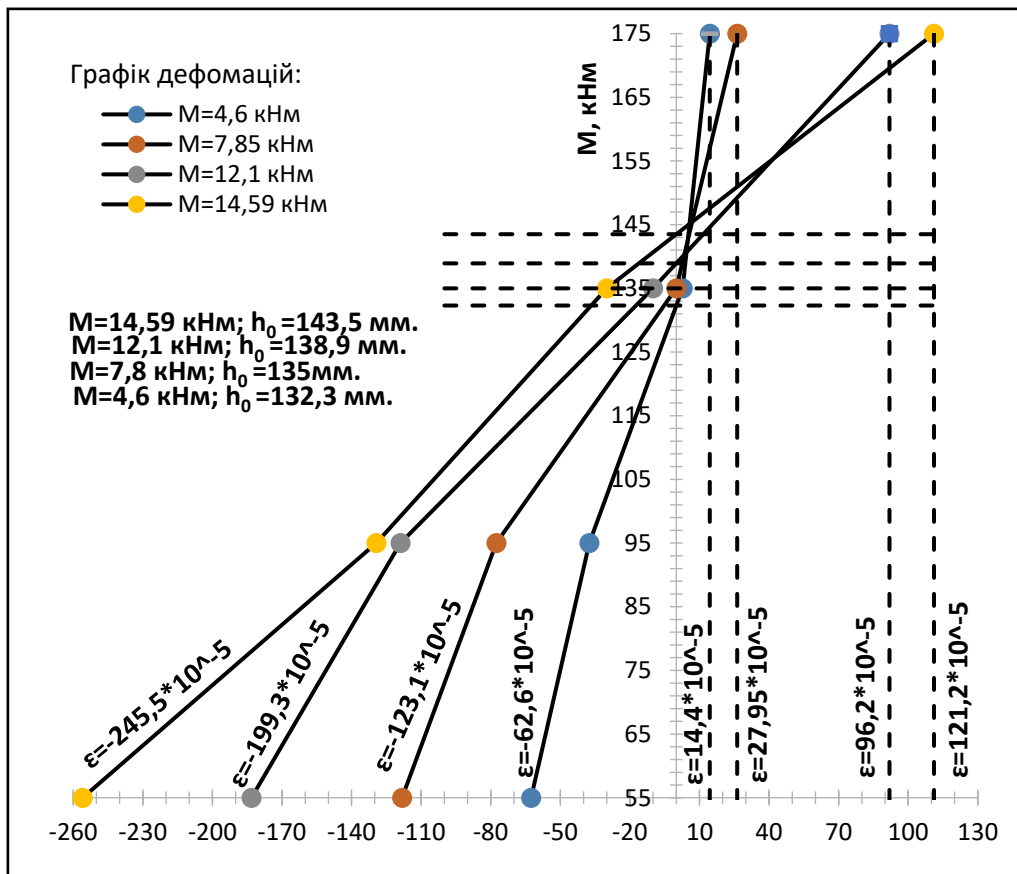


Рис. 3.33. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в балок БП 2.9.1-0,5-80 серії 2-ї

Експериментальні взірці БП 2.9.1-0,5-80 в центральному перерізі (зона 2) в порівнянні: із БП 2.6.2-0-80 при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  на  $-24,2\%$ ,  $\epsilon_{s.II3}$  на  $-15,4\%$ ,  $\epsilon_{s.II1}$  на  $-23,3\%$ ; із БП 2.7.1-0,3-80 при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  на  $-46,6\%$ ,  $\epsilon_{s.II3}$  на  $-29,6\%$ ,  $\epsilon_{s.II1}$  на  $-47,6\%$ ; із БП 2.8.2-0,5-80 при  $M=12,08$  кНм  $\epsilon_{s.II4}$  на  $-22,9\%$ ,  $\epsilon_{s.II3}$  на  $-1,7\%$ ,  $\epsilon_{s.II1}$  на  $14,6\%$  (рис.3.33). Виконання пошкодження між місцем прикладання сили та центром елемента при  $0,5 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0, дає приріст несучої здатності центральному перерізу в порівнянні з виконанням пошкодження в центрі елемента при  $0, 0.3, 0.5 M_{ult}$ . В 1-й зоні відбувається зниження відносних деформацій по всій висоті перерізу, в стиснутій зоні зниження коливається в діапазоні  $21\%$  (із зміною навантаження після виконання пошкодження) в порівнянні з БП 2.8.2-0,5-80 (рис.3.32). Покази в 3-ї зоні після виконання пошкодження відбувається динамічне зростання деформацій розтягнутого бетону, та зниження реальної висоти стиснутої зони із зростанням навантаження (рис.А.27,28).

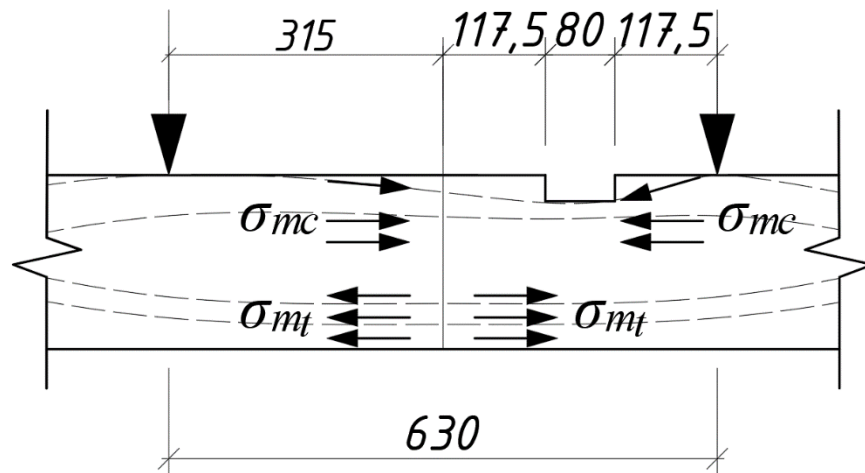


Рис. 3.34. Схематичне відображення розподілу головних напружень в зоні чистого згину в пошкоджених балок БК 2.9.1-0,5-80 серії 2-ї

Пошкодження виконане між місцем прикладання навантаження та центром елемента, змінили напрям розподілу головних напружень (рис.3.34). Це призвело до зміщення концентрації внутрішніх напружень в напрямок пошкодження з центрального перерізу, із збільшенням зони сприйняття бетоном даної концентрації. Із збільшенням навантаження після виконання пошкодження в 3-ї зоні відбувалось зростання головних напружень на розтяг по висоті перерізу елемента (рис.А.27,28), в 1-ї зоні відбувалось зниження динаміки зростання напружень від навантаження. Це унеможливило використання розрахунку з визначенням несучої здатності через центральний переріз, оскільки при позацентровому пошкодженні потрібно враховувати просторовий ефект від пошкодження.

Руйнувались відбулось за рахунок досягнення фібрами бетону деформаціями граничних значень  $\varepsilon_{cul}$ . Зразки БП 2.9.1-0,5-80 зруйнувався при  $M_{ult} = 18,83$  кНм.

### 3.1.4. Аналіз результатів несучої здатність експериментальних балок другої серії.

Табл. 3.3

#### Несуча здатність експериментальних зразків другої серії балок.

Шифр зразки	Фізичне руйнування, $M_{ult}$ кНм	Текучість арматури, $M_{s,y}$ кНм	Зниження $M_{ult}$ відносно БК 2.5.1-0, %	Відхилення $M_{ult}$ відносно БП 2.6.1-0-20, %	Відхилення $M_{ult}$ відносно БП 2.6.2-0-80, %	Відхилення $M_{s,y}$ відносно БК 2.5.1-0, %	Відхилення $M_{s,y}$ відносно БП 2.6.1-0-20, %	Відхилення $M_{s,y}$ відносно БП 2.6.2-0-80, %
БК 2.5.1-0	18,36	14,84	-	14,75	18	-	20,17	6,54
БП 2.6.1-0-20	16	12,35	-12,85	-	2,83	-16,77	-	-11,34
БП 2.6.2-0-80	15,56	13,93	-15,25	-2,75	-	-6,13	12,8	-
БП 2.7.1-0,3-80	15,95	12,11	-13,12	-0,31	2,51	-18,39	-1,94	-13,06
БП 2.8.1-0,5-20	15,4	12,28	-16,12	-3,75	-1,02	-17,25	-0,56	-11,84
БП 2.8.2-0,5-80	15,6	13,19	-15,03	-2,5	0,26	-11,11	6,81	-5,31
БП 2.9.1-0,7-80	14,6	12,72	-20,47	-8,75	-6,16	-14,28	3	-8,68
БП 2.10.1-0,5-80	16,83	13,17	-8,33	5,19	8,17	-11,25	6,64	-5,45

Дослідження зразки з недостатньою площею розтягнутого армування, демонструють необхідність врахування сумісного впливу пошкодження бетону та арматури і рівня навантаження при якому виконувалось пошкодження. Виконання пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  контрольних зразки БК 2.5.1-0, в порівнянні з  $0,3 M_{ult}$  та  $0,7 M_{ult}$  дають найбільший приріст несучої здатності елемента (табл.3.3). Вплив геометричних розмірів пошкодження та етап його нанесення, має змінний просторовий вплив при зростанні навантаження після пошкодження. Зміщення пошкодження від центрального перерізу БП 2.10.1-0,5-80, показало наступний ефект: розподіл та зміщення концентрації головних напружень з центрального перерізу в напрямок пошкодження, підвищує несучу здатність елемента в зоні чистого згину; з іншого боку відбувається зниження реальної стиснутої зони під пошкодження (рис.3.61).



## Деформативність експериментальних балок.

### 3.2.1. Деформативність експериментальних балок першої серії, без пошкодження та з пошкодженням до дії навантаження.

Замір прогинів дослідних зразки виконувався в 5-ти точках див. рис. 2.14, використано 3 прогиноміра Аістова та 2 індикатори годинникового типу. Фіксація відбувалась в центральному перерізі, місці прикладання силами прикладання та опорними ділянками.

Усередненні результати зразки БК 1.1.1-0 відображенні на рис. 3.35,36 зростання прогинів при закінченні 1-ї стадії напружено-деформованого стану при  $M_{cti}=4,4$  кН\*м.

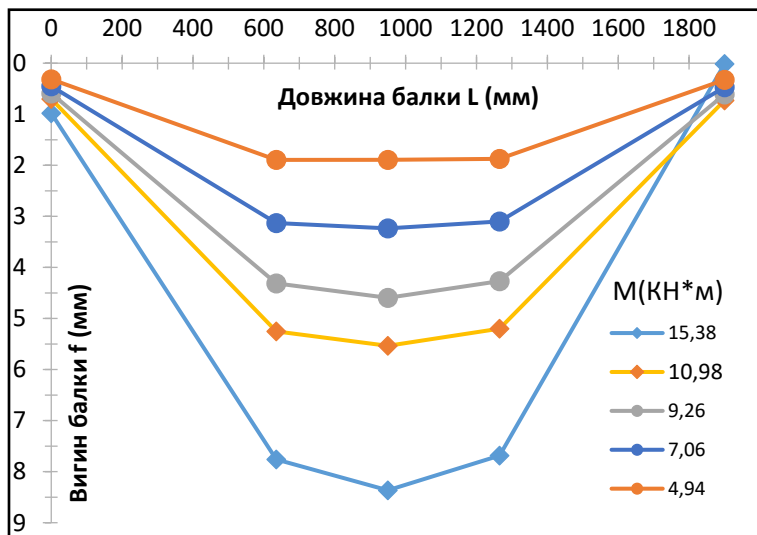


Рис. 3.35. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БК 1.1.1-0

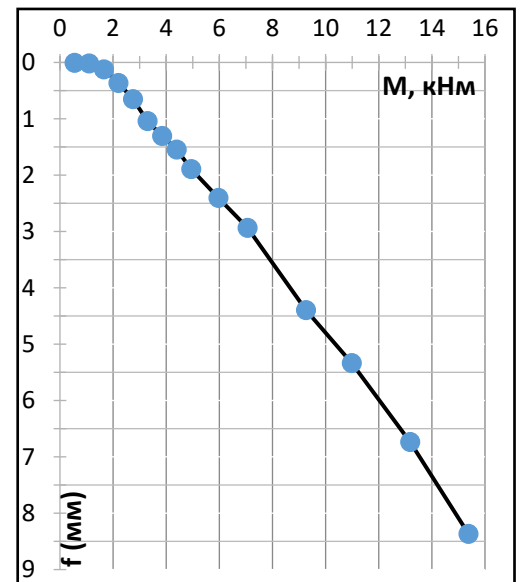


Рис. 3.36. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БК 1.1.1-0

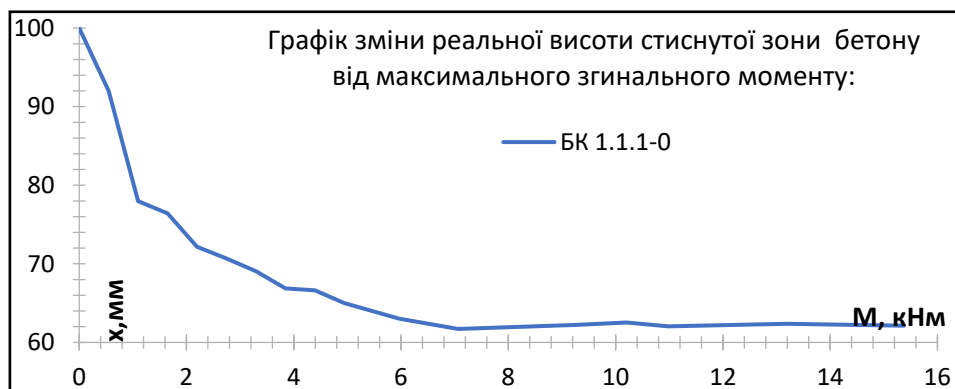


Рис. 3.37. Графік зміни реальної висоти стиснутого бетону БК 1.1.1-0 серії 1-ї

Отриманні результати, зміни відносних деформацій по висоті в центральному перерізі дослідних зразки, використанні для побудови графіків зміни реальної висоти стиснутої зони “х” (рис.3.37). Графік рис.3.37 демонструє аналогічний показ настання 2-ї стадії напружено-деформованого стану.

З метою порівняльного аналізу між дослідними взірцями пошкодженими за різних умов, виконується порівняння при навантаженні  $M=15,4$  кНм,  $M=10,98$  кНм та  $M=4,9$  кНм. Дані рівні навантаження знаходяться між етапами при яких виконується пошкодження, що дає можливість оцінити ефект пошкодження за різних умов при динаміці зміни навантаження та стабілізацію елемента після пошкодження.

Усереднене значення прогинів в центральному перерізі експериментального зразки БК 1.1.1-0,  $f_{4,94} = 1,9$  мм,  $f_{10,98} = 5,34$  мм та  $f_{15,4} = 8,4$  мм. Згинальний момент при якому відбулось початок розкриття тріщин від початку робочої висоти перерізу  $M_{critu}=4,4$  кН\*м, прогин при цьому становив  $f_{cr.a} = 1,55$  мм.

Фіксація тріщин та визначення їх ширини виконувалось з допомогою мікроскопа типу МПБ-2М. Виконана фіксація розкриття тріщин та їх розвитку, фотофіксація відображає взірці після фізичного руйнування (додаток А).



Рис. 3.38. Характер утворення тріщин в центральному перерізі БК 1.1.1-0 серії

1-ї

Розкриття тріщин відбувалось в приопорних ділянках з напрямком до точок прикладання сил, в зоні чистого згину нормальні тріщини (рис.3.38).

Дослідні взірці БП 1.1.2-0-20 пошкодженні до дії навантаження, тип точкове.

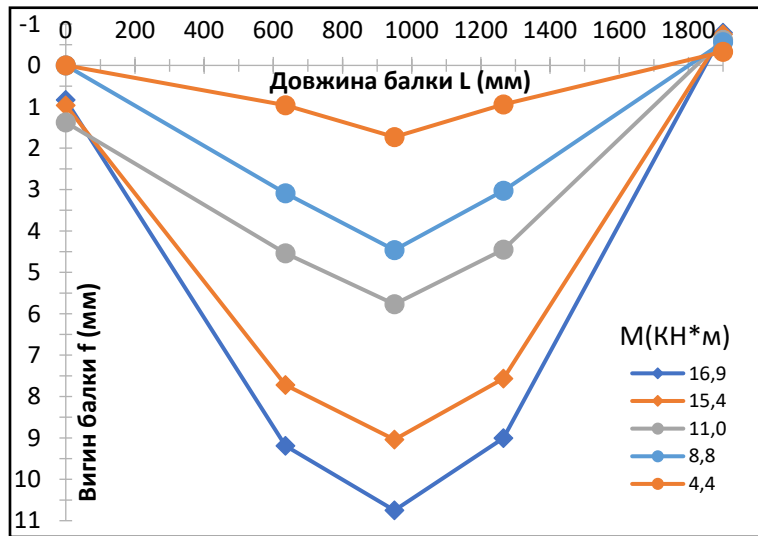


Рис. 3.39. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 1.1.2-0-20

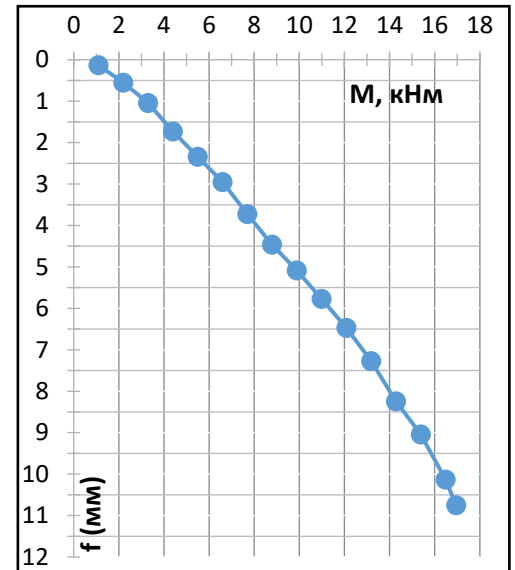


Рис. 3.40. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП 1.1.2-0-20

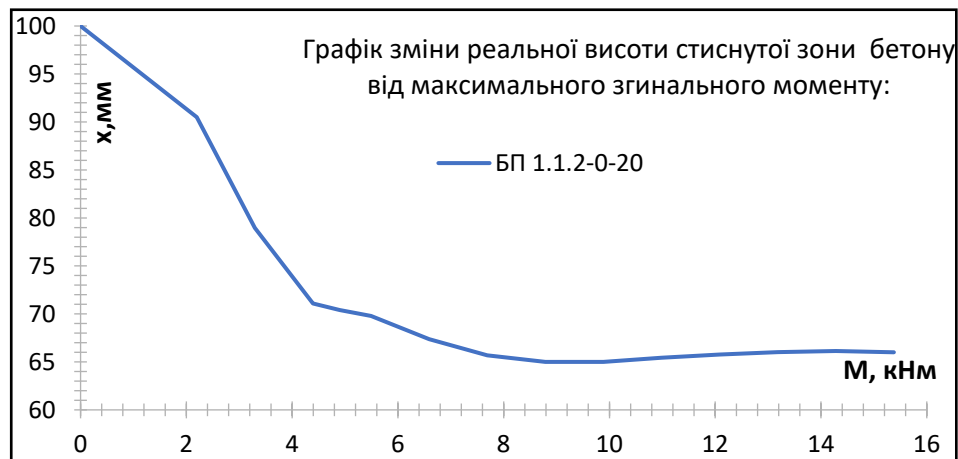


Рис. 3.41. Графік зміни реальної висоти стиснутого бетону БП 1.1.2-0-20 серії 1-ї



Рис. 3.42. Характер утворення тріщин в центральному перерізі БК 1.1.1-0 серії

Розкриття тріщин від рівня робочого армування відбувся при  $M_{ctu}=3,9$  кН\*м, прогин при цьому становив  $f_{ctu} = 1,42$  мм (рис.3.39...42). Усереднене значення прогинів в центральному перерізі експериментального зразки БК 1.1.1-0,  $f_{4,94} = 2$  мм,  $f_{10,98} = 5,77$  мм та  $f_{15,4} = 9,04$  мм.

Найбільша концентрація розкриття тріщин відбулась центральним перерізом та точками прикладання сил (рис.3.42). Також пошкодження змінило залежність зміни реальної висоти стиснутої зони бетону від навантаження (рис.3.41), відбувається поділ 1-ї стадії напруженого деформованого стану на 2 підстадії. Перша підстадія коли досягаються відносні граничні деформації розтягу бетону  $\varepsilon_{ctu} = 27 \cdot 10^{-5}$  між приопорними ділянками та точками прикладання сили, це продемонстровано на рис.3.41,42 де спочатку відбувається розкриття в бічних зонах від центрального. Третій етап досягнення  $\varepsilon_{ctu}$  в центральному перерізі та розкриття тріщин.



а)

б)

Рис. 3.43. Схематичне відображення утворення та розвитку трапецієвидних тріщин в стиснутому бетоні БП 1.1.2-0-20 серії 1-ї: а) під час виконання експерименту; б) після виконання експерименту виконання

Пошкодження спричинило утворення технічні тріщин з напрямком від нижньої площини пошкодження до точки прикладання навантаження, що відповідає (рис.3.13). Внаслідок цього, пошкодження виключає з роботи бічні зони при досягненні граничних відносних деформацій з утворенням тріщин, із подальшим повним розкриттям тріщин та утворенням сколів (рис.3.43).

### **3.2.2. Аналіз деформативності експериментальних балок першої серії, без пошкодження та з пошкодженням до дії навантаження.**

Пошкодження виконане до дії навантаження впливає на перерозподіл головних напружень розтягу та стиску. Це призводить до зростання різниці прогину в центральному перерізі та в точках прикладання сили. Також стабілізація зміни висоти реальної стиснутої зони (поява нових і розвиток

існуючих тріщин в центральному перерізі) відбувається при більшому значенні  $M$ .

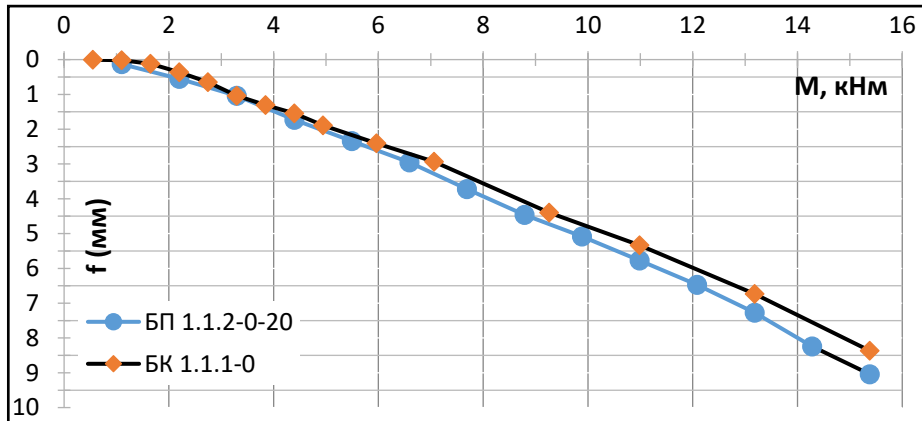


Рис. 3.44. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БК 1.1.1-0 та БП 1.1.2-0-20

При утворенні технічні тріщин з напрямком від нижньої площини пошкодження до точок прикладання сил в експериментальних зірцях БП 1.1.2-0-20 відбулось зростання прогину із збільшенням навантаження. Отже до певного етапу бічні зони від пошкодження дають приріст несучої здатності при порівнянні з повною відсутністю перерізу по висоті пошкодження, як приймає розрахунок методом “еквівалентного елемента”. В дослідних зірцях БП 1.1.2-0-20, розкриття технічні тріщин відбулось при  $M=13,18$  кН\*м (рис.3.44).

### 3.2.3. Деформативності експериментальних балок першої серії, з пошкодженням за дії навантаження.

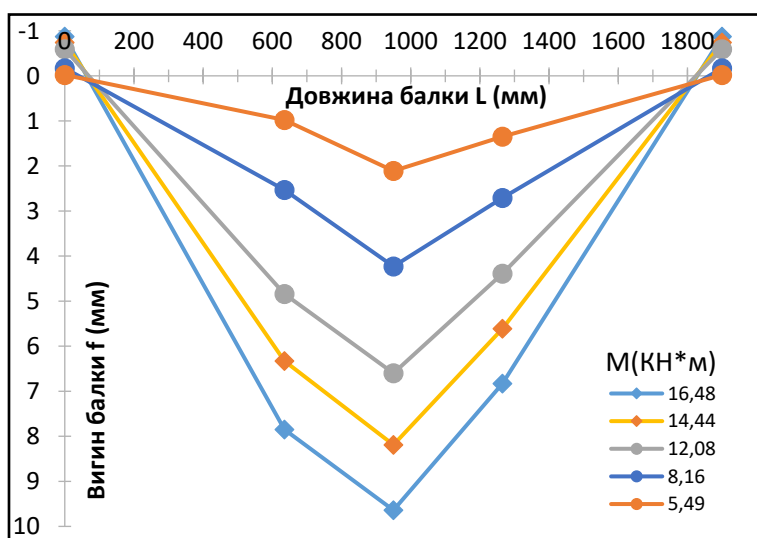


Рис. 3.45. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 1.2.1-0,3-20

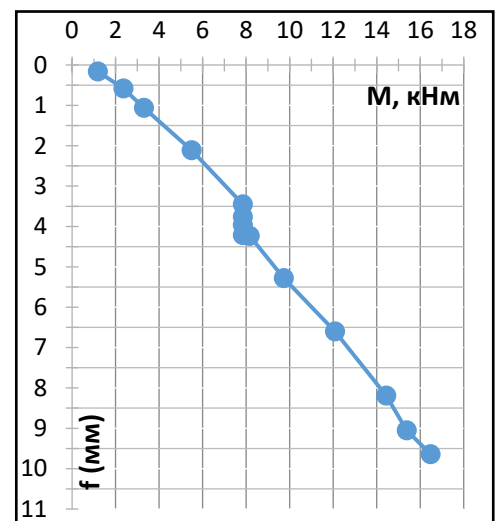


Рис. 3.46. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП 1.2.1-0,3-20

В дослідних збірках БП 1.2.1-0,3-20 пошкодження виконувалось при  $0,3 M_{ult}$  контрольних зразки БК 1.1.1-0, пошкодження розмірами  $20 \times 30$  мм. Пошкодження виконувалось в кілька етапів що дала зафіксувати зміну прогинів (рис.3.45,46). Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$ мм  $f_{d.0} = 3,45$  мм, при  $h_d=10$ мм  $f_{d.10} = 3,76$  мм,  $f_{d.20} = 3,96$  мм та  $f_{d.30} = 4,21$  мм. Виконане пошкодження при  $0,3 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0 \dots 30$ мм, спричинило зростання прогину на 24,5%. Усереднене значення прогинів в центральному перерізі дослідні зразки БП 1.2.1-0,3-20,  $f_{10,98} = 5,96$  мм та  $f_{15,4} = 9,05$  мм.

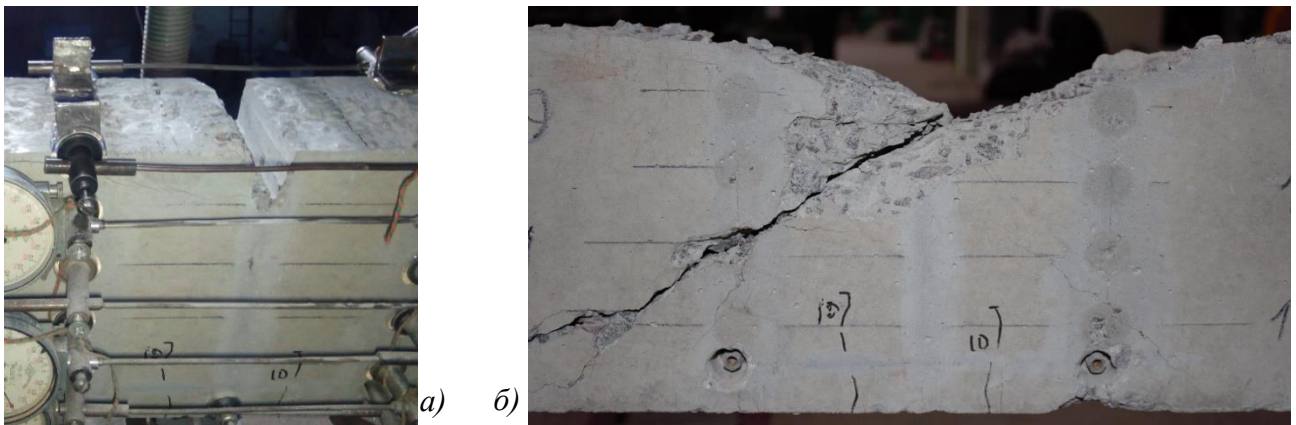


Рис. 3.47. Схематичне відображення утворення та розвитку технічні тріщин в стиснутому бетоні БП 1.2.1-0,3-20 серії 1-ї: а) підчас виконання експерименту; б) після виконання експерименту виконання

Після виконання пошкодження в збірках БП 1.2.1-0,3-20, при зростанні навантаження розкривались та поширювались технічні тріщини. Тріщини мали напрям від нижньої площини пошкодження до точок прикладання навантаження в стиснутому бетоні, та дзеркальний напрям в бік армування в розтягнутій зоні бетону (рис.3.47). Залежність зміни  $x$  від  $M$  відображена на рис.3.48.

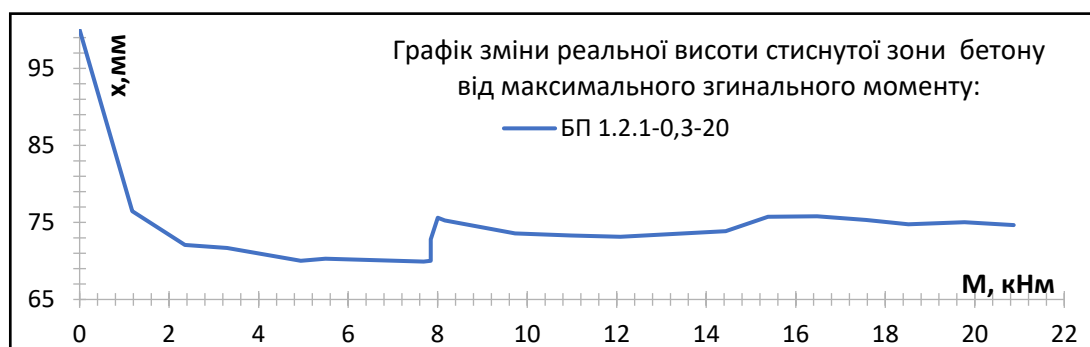


Рис. 3.48. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП 1.2.2-0,3-20

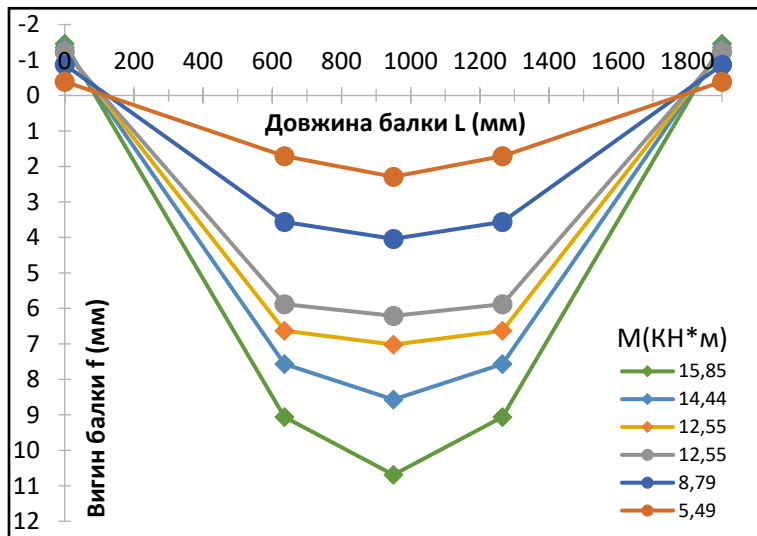


Рис. 3.49. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 1.3.1-0,5-20

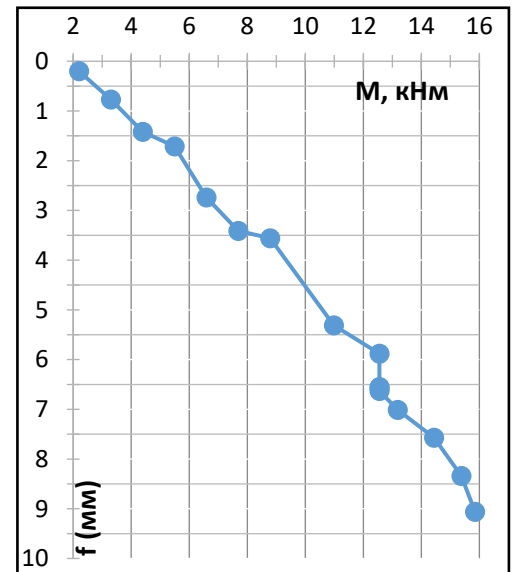


Рис. 3.50. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП 1.3.1-0,5-20

В дослідних зразках БП 1.3.1-0,5-20 пошкодження виконувалось при  $0,5 M_{ult}$  контрольних зразки БК 1.1.1-0, пошкодження розмірами  $20 \times 30$  мм. Пошкодження виконувалось в кілька етапів що дала зафіксувати зміну прогинів (рис.3.49,50). Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$ мм  $f_{d,0} = 6,21$  мм, при  $h_d=10$  мм  $f_{d,10} = 6,77$  мм,  $f_{d,20} = 6,9$  мм та  $f_{d,30} = 7,02$  мм. Виконане пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0 \dots 30$ мм, спричинило зростання прогину на 13%. Усереднене значення прогинів в центральному перерізі дослідні зразки БП 1.3.1-0,5-20 після пошкодження  $f_{15,4} = 9,69$  мм.



а)



б)

Рис. 3.51. Схематичне відображення утворення та розвитку технічні тріщин в стиснутому бетоні БП 1.3.1-0,5-20 серії 1-ї: а) початок закриття; б) поширення при зростанні навантаження.

Після  $M=14,44$  кН\*м відбувається приріст, залежності зміни прогину від навантаження (рис.3.49,50). В даней період також відбулось розкриття технічні тріщин в стиснутій зоні та їх поширення при зростанні навантаження (рис.3.51).

Рис. 3.52. Схематичне відображення утворення технічні тріщин в розтягнутому



та стиснутому бетоні БП 1.3.1-0,5-20 серії 1-ї

При завершенні 2-ї стадії напружено деформованого стану відбулось утворення та розкриття технічні тріщин з напрямком від робочого армування в площинні прикладанні сили до нижньої площини пошкодження (рис.3.52).

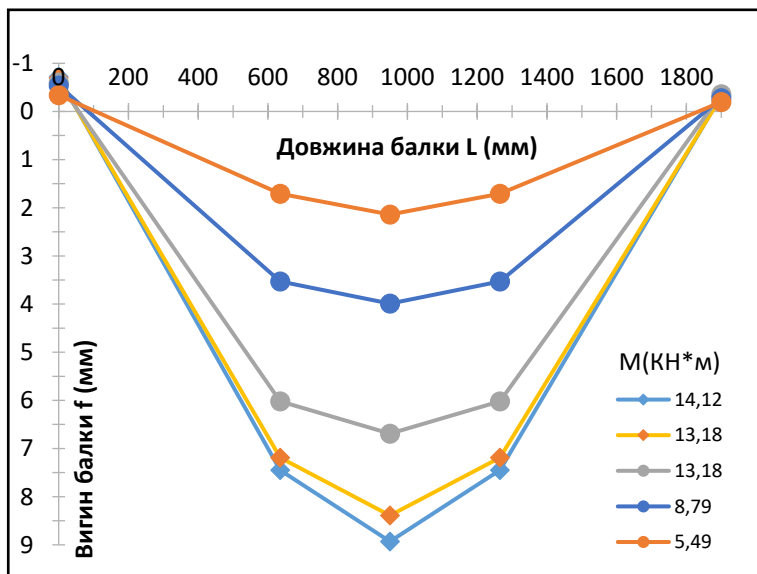


Рис. 3.53. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 1.3.1-0,5-20

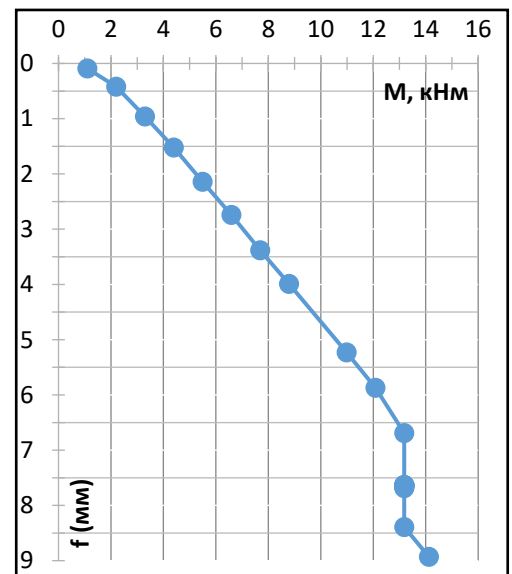


Рис. 3.54. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП 1.3.1-0,5-20

В дослідних взірцях БП 1.3.2-0,5-80 пошкодження виконувалось при  $0,5 M_{ult}$  контрольних зразки БК 1.1.1-0, пошкодження розмірами  $80 \times 30$  мм. Пошкодження виконувалось в кілька етапів що дала зафіксувати зміну прогинів (рис.3.53,54). Виконане пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0 \dots 30$  мм, спричинило зростання прогину на 11,1%. Усереднене значення прогинів в



центральному перерізі дослідні зразки БП 1.3.2-0,5-80 після пошкодження  $f_{15,4} = 9,14$  мм.

Рис. 3.56. Схематичне відображення утворення та розвитку технічні тріщин в



стиснутому бетони БП 1.3.1-0,5-20 серії 1-ї

Аналогічно до зразки БП 1.3.1-0,5-20 при закінченні 2-ї стадії напружено деформованого стану відбулось утворення та розкриття технічні тріщин в стиснутій зоні з напрямком до точок прикладання сили. Зростання ширини пошкодження з 20→80мм, призвело до зростання зони виключення стиснутого бетону (рис.3.56).

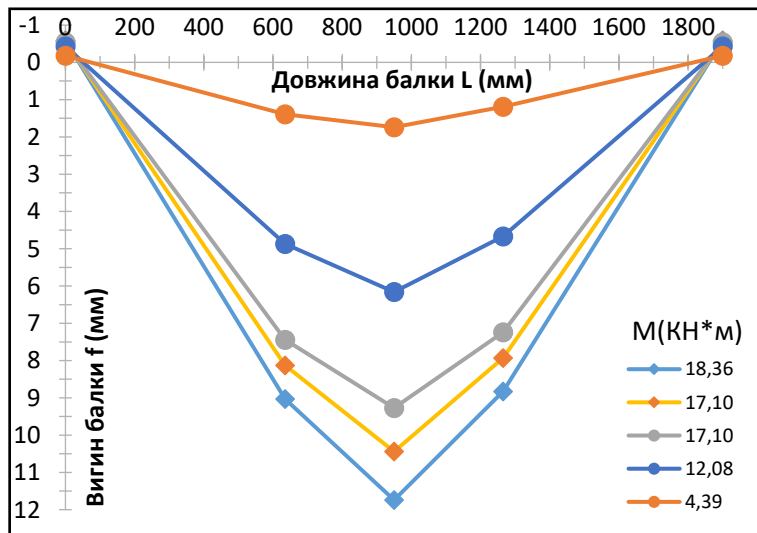


Рис. 3.57. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 1.4.1-0,7-20

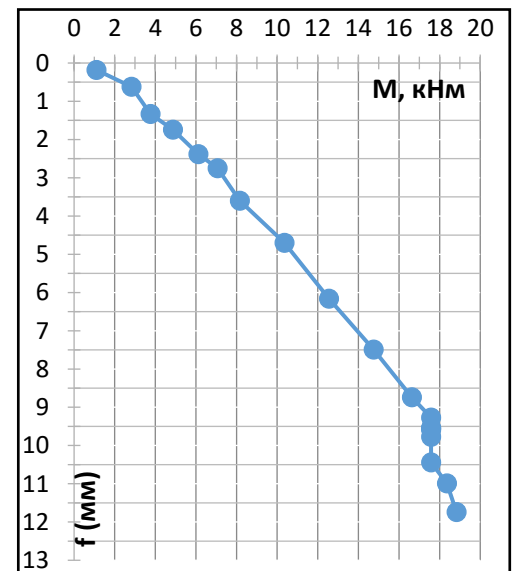


Рис. 3.58. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП 1.4.1-0,7-20

В дослідних збірках БП 1.4.1-0,7-20 пошкодження виконувалось при  $0,7 M_{ult}$  контрольних зразки БК 1.1.1-0, пошкодження розмірами 20\*30 мм. Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$   $f_{d,0} = 9,27$  мм, при

$h_d=10$  мм  $f_{d.10}=9,59$  мм,  $f_{d.20}=9,77$  мм та  $f_{d.30}=10,44$  мм. Виконане пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0...30$ мм, спричинило зростання прогину на 12,6% (рис.3.57,58).

Рис. 3.59. Схематичне відображення утворення та розвитку технічні тріщин в



стиснутому бетони БП 1.4.1-0,7-20 серії 1-ї

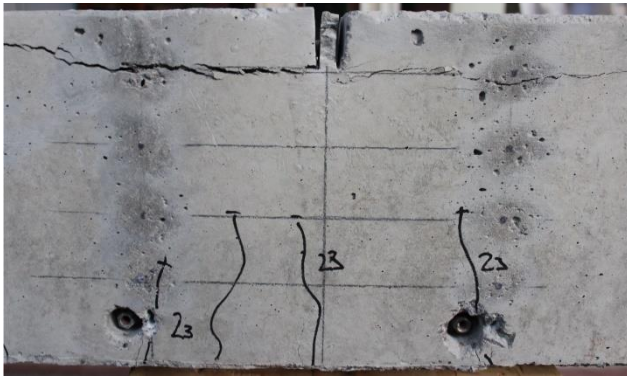


Рис. 3.60. Відображення утворення та розвитку трапецієвидних тріщин в центральному перерізі БП 1.4.1-0,7-20 серії 1-ї

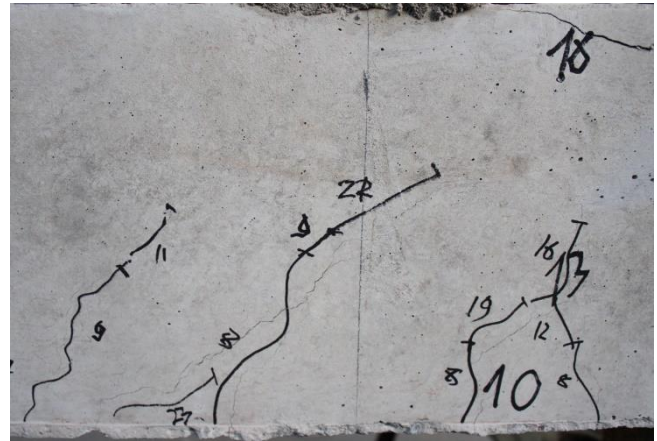


Рис. 3.61. Відображення утворення та розвитку трапецієвидних тріщин в зоні прикладання навантаження БП 1.4.1-0,7-20 серії 1-ї

Дослідні взірці БП 1.4.1-0,7-20 мають аналогічну тенденцію до утворення технічні тріщин після виконання пошкодження за дії навантаження в стиснутій зоні бетону (рис.3.59). Пошкодження призводить до зміщення стиснутої зони до низу і мінімізації утворення нормальних тріщин, під виконаним пошкодженням в центральному перерізі (рис.3.60). Відбувається зростання утворення тріщин в нижній зоні елемента, в бічних зонах від центрального за рахунок зміни напрямку головних напружень внаслідок пошкодження. Також утворюються похилі тріщини з напрямком до нижньої площини пошкодження від закінчені поперечного армування та під точками прикладання навантаження (рис.3.61).

### 3.2.4. Аналіз деформативності експериментальних балок першої серії, з пошкодженням за дії навантаження.

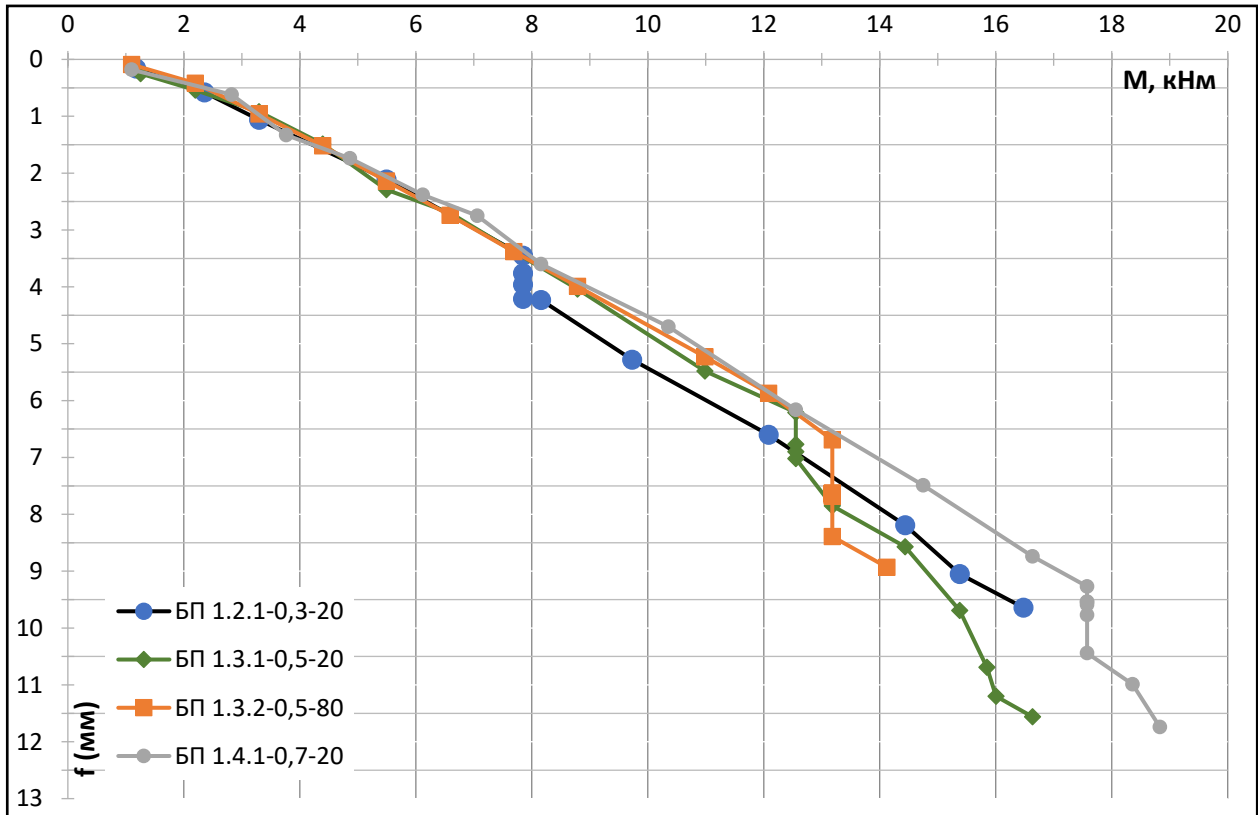


Рис. 3.62. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП пошкоджених за дії навантаження

Виконанні пошкодження при дії навантаження виконувалось етапами, що дало змогу зафіксувати вплив на прогини (рис.3.62):

- Взірці БП 1.2.1-0,3-20 пошкодження виконувалось при  $0,3 M_{ult}$  від БК 1.1.1-0. Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$ мм  $f_{d.0} = 3,45$  мм, при  $h_d=10$ мм  $f_{d.10} = 3,76$  мм,  $f_{d.20} = 3,96$  мм та  $f_{d.30} = 4,21$  мм. Виконане пошкодження при  $0,3 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0...30$ мм, спричинило зростання прогину на 24,5%;

- У взірцях БП 1.3.1-0,5-20 пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  від БК 1.1.1-0, Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$ мм  $f_{d.0} = 6,21$  мм, при  $h_d=10$  мм  $f_{d.10} = 6,77$  мм,  $f_{d.20} = 6,9$  мм та  $f_{d.30} = 7,02$  мм. Виконане пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0...30$ мм, спричинило зростання прогину на 13%;

- Дослідні балки БП 1.3.2-0,5-80 пошкодженні при  $0,5 M_{ult}$  від БК 1.1.1-0, пошкодження розмірами  $80*30$  мм. Виконане пошкодження при висоті  $h_d=0...30$ мм, спричинило зростання прогину на 11,1%;

- Взірцях БП 1.4.1-0,7-20 пошкодження при  $0,7 M_{ult}$  від БК 1.1.1-0, пошкодження розмірами  $20 \times 30$  мм. Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$   $f_{d.0} = 9,27$  мм, при  $h_d=10$  мм  $f_{d.10} = 9,59$  мм,  $f_{d.20} = 9,77$  мм та  $f_{d.30} = 10,44$  мм. Виконане пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0 \dots 30$  мм, спричинило зростання прогину на 12,6%

Виконане пошкодження при  $0,3 M_{ult}$  від БК 1.1.1-0, демонструє відхилення до 7% відносно БП 1.3.1-0,5-20 та БП 1.3.2-0,5-80. В прогинах центральному перерізі в етапі між виконанням пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  та розкриттям технічні тріщин в стиснутій зоні бетону (рис.3.90).

### 3.2.5. Аналіз деформативності експериментальних балок першої серії.

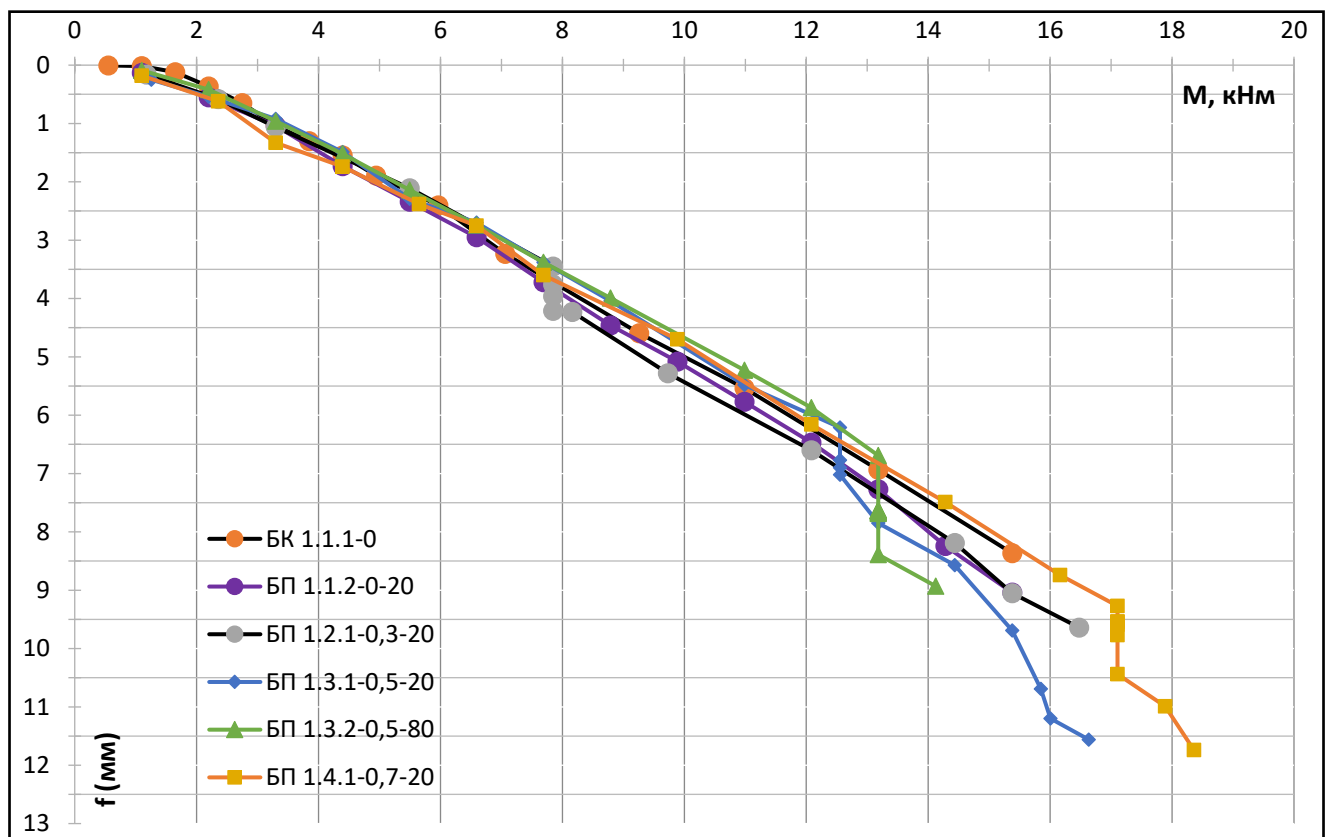


Рис. 3.63. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БК та БП серії 1-ї

Пошкодження виконане до дії навантаження впливає на перерозподіл головних напружень розтягу та стиску (рис.3.13). Це призводить до зростання різниці прогину в центральному перерізі та в точках прикладання сил. Також

стабілізація зміни висоти реальної стиснутої зони (поява нових і розвиток існуючих тріщин в центральному перерізі) відбувається при більшому значенні  $M$ .

При утворенні технічні тріщин з напрямком від нижньої площини пошкодження до точок прикладання сил в експериментальних збірках БП 1.1.2-0-20 відбулось зростання прогину. Отже до певного етапу бічні зони від пошкодження дають приріст несучої здатності при порівнянні з повною відсутністю перерізу по висоті пошкодження, як приймає розрахунок методом “еквівалентного елемента”. В дослідних збірках БП 1.1.2-0-20, розкриття технічні тріщин відбулось при  $M=13,18$  кН\*м (рис.363).

Виконанні пошкодження при дії навантаження виконувалось етапами, що дало змогу зафіксувати вплив на прогини (рис.3.90):

- В збірці БП 1.2.1-0,3-20 пошкодження виконувалось при  $0,3 M_{ult}$  від БК 1.1.1-0. Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$ мм  $f_{d.0} = 3,45$  мм, при  $h_d=10$ мм  $f_{d.10} = 3,76$  мм,  $f_{d.20} = 3,96$  мм та  $f_{d.30} = 4,21$  мм. Виконане пошкодження при  $0,3 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0...30$ мм, спричинило зростання прогину на 24,5%;
- В збірках БП 1.3.1-0,5-20 пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  від БК 1.1.1-0, Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$ мм  $f_{d.0} = 6,21$  мм, при  $h_d=10$  мм  $f_{d.10} = 6,77$  мм,  $f_{d.20} = 6,9$  мм та  $f_{d.30} = 7,02$  мм. Виконане пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0...30$ мм, спричинило зростання прогину на 13%;
- В збірках БП 1.3.2-0,5-80 пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  від БК 1.1.1-0, пошкодження розмірами  $80*30$  мм. Виконане пошкодження при висоті  $h_d=0...30$ мм, спричинило зростання прогину на 11,1%;
- В збірках БП 1.4.1-0,7-20 пошкодження при  $0,7 M_{ult}$  від БК 1.1.1-0, пошкодження розмірами  $20*30$  мм. Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$   $f_{d.0} = 9,27$  мм, при  $h_d=10$  мм  $f_{d.10} = 9,59$  мм,  $f_{d.20} = 9,77$  мм та  $f_{d.30} = 10,44$  мм. Виконане пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0...30$ мм, спричинило зростання прогину на 12,6%.

При виконання пошкодження за дії навантаження, відбувається зростання реальної висоти стиснутої зони бетону, в порівнянні з пошкодження до дії навантаження БП 1.1.2-0-20.

Табл. 3.4

### Деформативність експериментальних балок першої серії.

Шифр зразки	Несуча здатність, $M_{s,0}$ , кНм	Прогин при $M=15,4$ кНм, мм	Відхилення $f_{15,4}$ відносно БК 1.1.1-0, мм	Вплив пошкодження на прогин при $h_d=0\dots 30$ мм, %
БК 1.1.1-0	22,2	8,37	-	-
БП 1.1.2-0-20	17,12	9,04	-8,07	-
БП 1.2.1-0,3-20	17,99	9,05	-8,19	22,03
БП 1.3.1-0,5-20	17,02	9,69	-15,84	13,04
БП 1.3.2-0,5-80	16,96	8,67	-3,65	10,46
БП 1.4.1-0,7-20	18,3	8,2	1,97	12,62

Найбільш негативний вплив на прогин, при розгляді фактору навантаження має виконання пошкодження, при  $0,5 M_{ult}$  від БК 1.1.1-0 із діапазоном зростання прогину  $8,19\dots 15,84\%$  відносно БК 1.1.1-0 (табл. 3.4). Фактор ширини пошкодження також впливає на зміну прогину, пошкодження з шириною 20 мм має більший негативний вплив чим при ширині 80 мм на  $12,19\%$ . Найбільший вплив рівня навантаження на прогин під час зростання висоти пошкодження  $h_d = 0 \text{ мм} \rightarrow 30 \text{ мм}$ , має при  $0,3 M_{ult}$  від БК 1.1.1-0. Відбувається зростання прогину на  $22,03\%$  відносно значення до початку пошкодження (табл. 3.4).

### 3.2.6. Деформативність експериментальних балок другої серії, без пошкодження та з пошкодженням до дії навантаження.

Результати зразки БК 2.5.1-0 відображенні на графіках усереднених значень рис. 3.64,65.

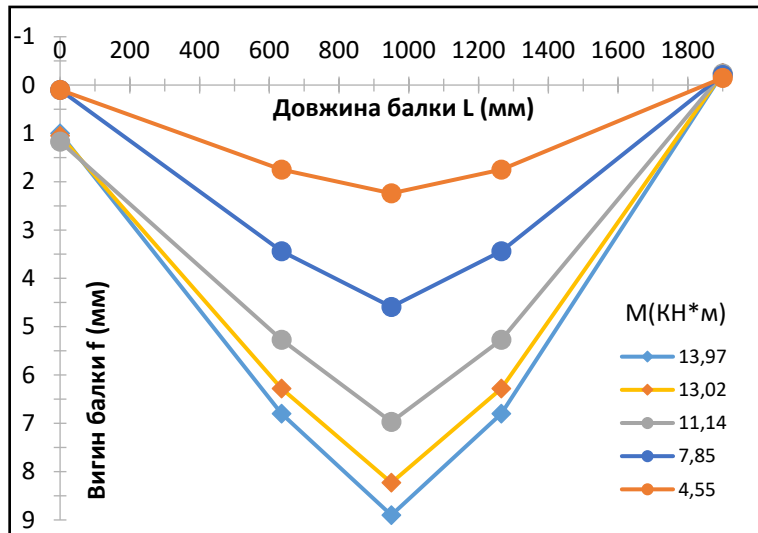


Рис. 3.64. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БК 2.5.1-0

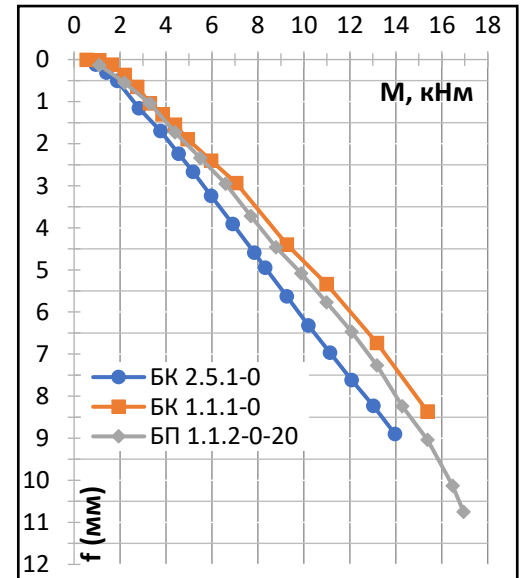


Рис. 3.65. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БК 1.1.1-0, БК 2.5.1-0 та БП 1.1.2-0-20

Площа поперечного перерізу армування балок другої серії знижена 26,6% в порівнянні з балками першої серії. Взірці БК 2.5.1-0 мають значне зростання прогину в порівнянні із БК 1.1.1-0 та БП 1.1.2-0-20, при  $M=13,18$  кН\*м відносно БК 1.1.1-0 зросли на 19,8% та відносно БП 1.1.2-0-20 на 13,5% (рис.3.65).

Усереднене значення прогинів в центральному перерізі експериментального зразки БК 2.5.1-0,  $f_{4,55} = 2,24$  мм,  $f_{7,85} = 4,6$  мм та  $f_{12,08} = 7,62$  мм.

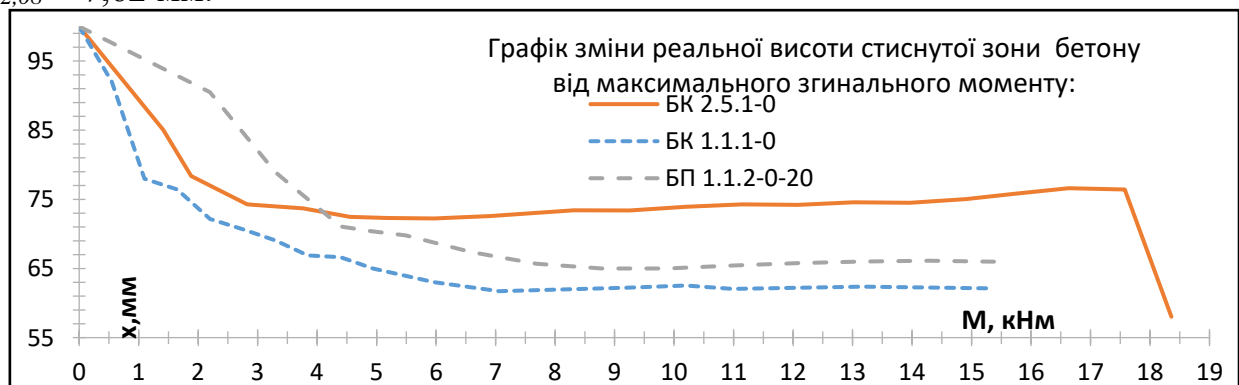


Рис. 3.67. Графік зміни реальної висоти стиснутого бетону для БК 1.1.1-0, БК 2.5.1-0 та БП 1.1.2-0-20

Зниження поперечного перерізу армування яке сприймає максимальний згинальний момент, призвело до зміни залежності реальної висоти стиснутої зони від навантаження, в порівнянні із взірцями із арматурою  $\varnothing 14$  (рис.3.67). В II→III стадіях напружено-деформованого стану в взірцях БК 2.5.1-0 відбувається, поступове зростання реальної висоти стиснутої зони з 73,39 мм до 74,58 мм при зміні моменту з  $M$  9,25 кНм до 13,97 кНм. Із досягненням  $M_{s,0}=14,84$  кНм відбулось незначне зниження  $x$  до 0,5 мм, але при  $M=14,91$  кНм→16,63 кНм  $x=75,04$  мм→76,62 мм та при  $M=16,63$  кНм → 17,57 кНм → 18,36 кНм  $x=76,62$  мм→76,4 мм→58 мм. Вище розглянуті залежності  $x$  від  $M$ , відображають зростання впливу фізико-механічних характеристик арматури на зміну реальної висоти стиснутої зони бетону. Недостатній поперечний переріз призводить до виключення з роботи значних зон бетону з утворенням тріщин.

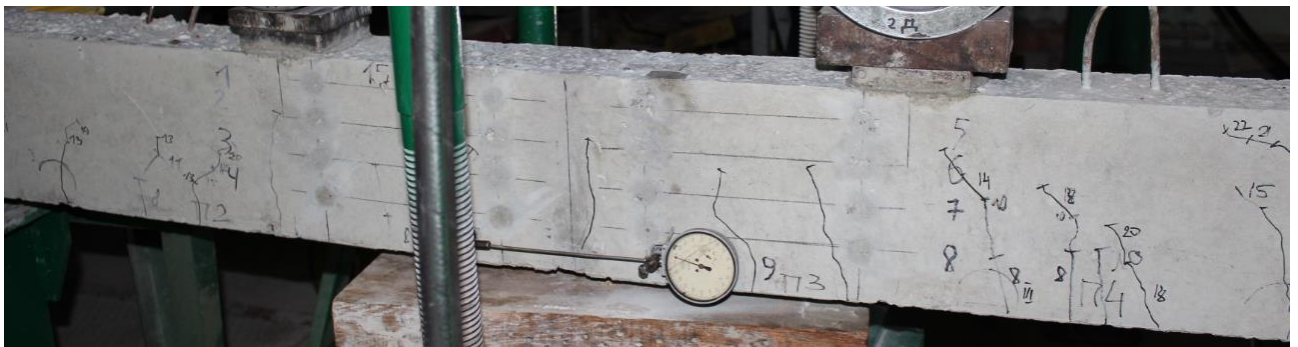


Рис. 3.68. Характер утворення тріщин в БК 2.5.1-0 серії 2-ї під дією навантаження

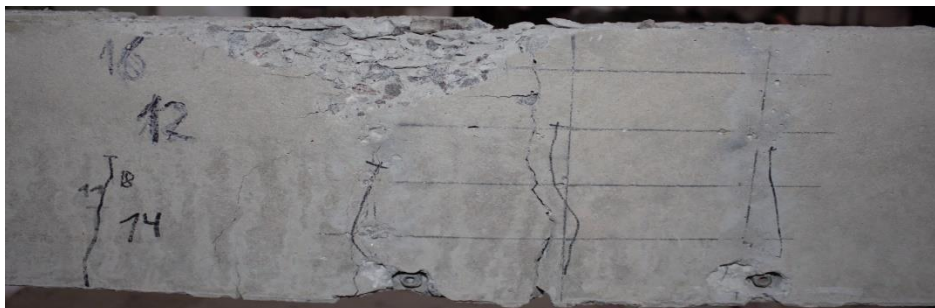


Рис. 3.69. Відображення тріщин в центральному перерізі після руйнації БК 2.5.1-0 серії 2-ї

Внаслідок зменшення поперечної площі армування що сприймає максимальний згинаний момент та прогин, відбулось значне утворення та



розкриття тріщин при зростанні навантаження (рис.3.68,69). Виключення тріщинами значної висоти поперечного перерізу, призвело до зростання концентрації головних напружень та утворення сколу в кінцевих етапах текучості арматури (рис.3.69).

Усереднене значення прогинів в центральному перерізі експериментального зразки БП 2.6.1-0-20,  $f_{4,55} = 2,55$  мм,  $f_{7,88} = 5,01$  мм та  $f_{12,08} = 8,45$  мм. При досягненні  $\sigma_{cti} = f_{cti}$  в зоні чистого згину відбувається значне зростання прогину та залежності зміни прогинів від рівня навантаження (рис.3.70,71).

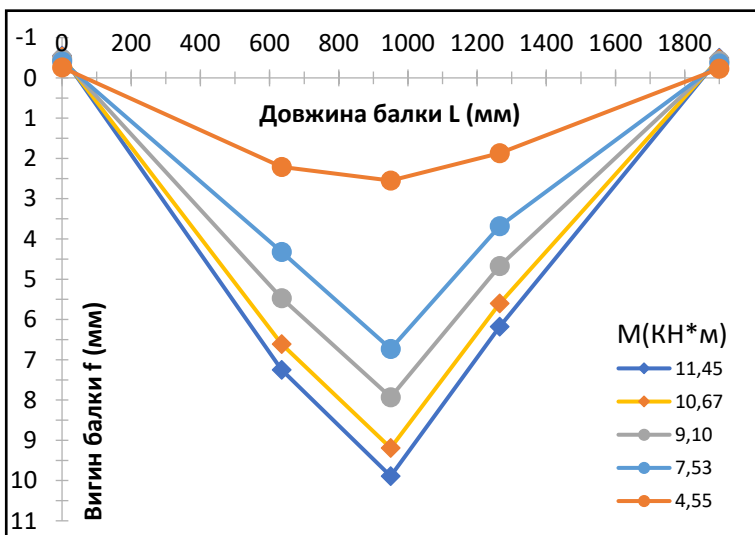


Рис. 3.70. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 2.6.1-0-20

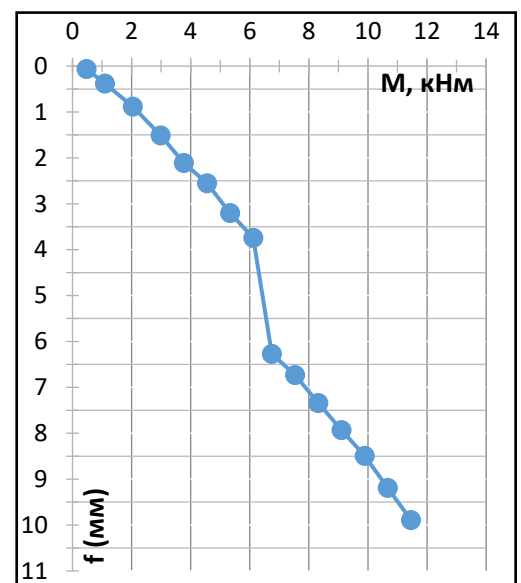


Рис. 3.71 Відображення тріщин в центральному перерізі після руйнації БП 2.6.1-0-20 серії 2-ї



Рис. 3.72. Схематичне відображення утворення та розвитку тріщин в стиснутому бетоні БП 2.6.1-0-20 серії 2-ї: а) при  $M < M_{s,0}$ ; б) при  $M > M_{s,0}$

Пошкодження до дії навантаження призвело до утворення технічні тріщин з напрямком від нижньої площини пошкодження до точок прикладання сили, також із зростанням навантаження відбувалось поширення нормальній тріщин (рис.3.72).

Взірці БП 2.6.2-0-80 із розподіленим пошкодженням. Усереднене значення прогинів в центральному перерізі експериментального зразки БП 2.6.2-0-80,  $f_{4,55} = 2,52$  мм,  $f_{7,88} = 6,07$  мм та  $f_{12,08} = 9,56$  мм. При зміні ширини пошкодження 20 мм  $\rightarrow$  80 мм зниження прогинів при зміні навантаження в порівнянні з БП 2.6.1-0-20, але відбулось при меншому  $M$  значне розкриття тріщин (рис.3.73,74). Ефекту утворення технічні тріщин в напрямку сил прикладання не відбулось, при ширенні пошкодження 80 мм та з наявністю імітації пошкодження армування (рис.3.75). Зниження прогину відбулось внаслідок зниження концентрації головних напружень із зростанням ширини пошкодження.

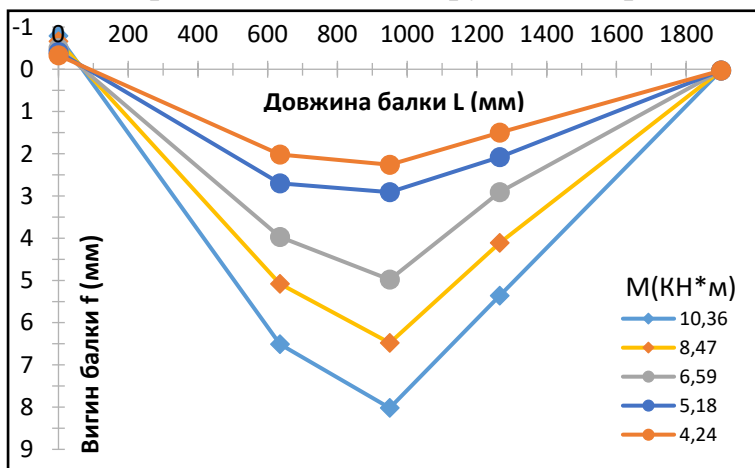


Рис. 3.73. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 2.6.2-0-80

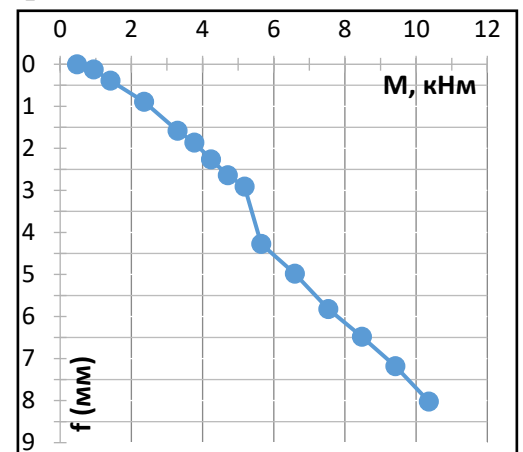
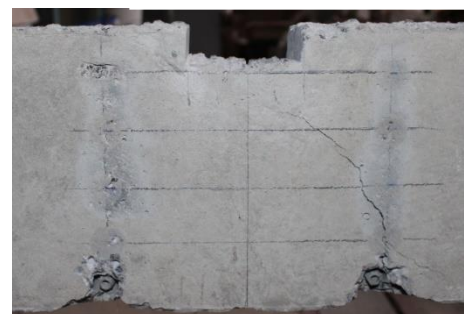


Рис. 3.74. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП 2.6.2-0-80



а)



б)

Рис. 3.75. Схематичне відображення утворення та розвитку технічні тріщин в стиснутому бетоні БП 2.6.2-0-80 серії 2-ї: а) під час виконання експерименту; б) після виконання експерименту виконання

### 3.2.7. Аналіз деформативності експериментальних балок другої серії, без пошкодження та з пошкодженням до дії навантаження.

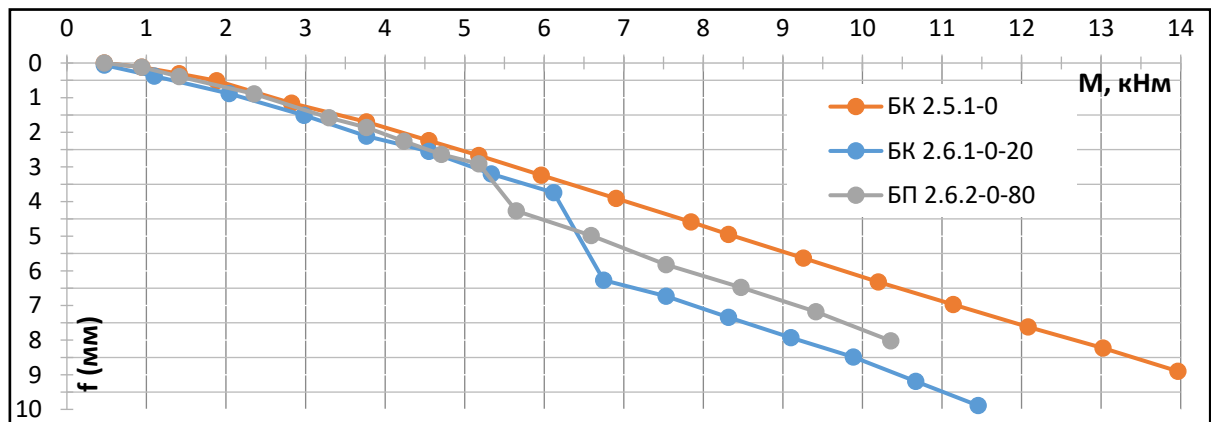


Рис. 3.76. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі вірців БК 2.5.1-0, БП 2.6.1-0-20 та БП 2.6.2-0-80

Вплив зниження поперечного перерізу головного армування на 26,6%, на не пошкодженні вірці та вірці пошкодженні до дії навантаження має наступні ефекти (рис.3.76):

- Вірці БК 2.5.1-0 мають значне зростання прогину в порівнянні із БК 1.1.1-0 та БП 1.1.2-0-20, при  $M=13,18$  кН\*м відносно БК 1.1.1-0 зросли на 19,8% та відносно БП 1.1.2-0-20 на 13,5%.

- Пошкодження розмірами 80\*30 мм має менші прогини на різних етапах навантаження, в порівнянні з випробуваними вірцями із пошкодженням розмірами 20\*30 мм (рис.3.104). Це відображено при порівнянні залежності зміни прогинів від рівня навантаження: для БК 2.5.1-0  $f_{4,55} = 2,24$  мм,  $f_{7,88} = 4,6$  мм та  $f_{12,08} = 7,62$  мм; БП 2.6.1-0-20  $f_{4,55} = 2,55$  мм,  $f_{7,88} = 5,01$  мм та  $f_{12,08} = 8,45$  мм; БП 2.6.2-0-80,  $f_{4,55} = 2,52$  мм,  $f_{7,88} = 6,07$  мм та  $f_{12,08} = 9,56$  мм.

- Зростання впливу фізико-механічних характеристик арматури на зміну реальної висоти стиснутої зони бетону. Недостатній поперечний переріз призводить до виключення з роботи значних зон бетону, із зростанням утворенням тріщин в порівнянні з БК 1.1.1-0.

- Вірці БП 2.6.1-0-20 демонструють відміну зміну  $x$  від  $M$  в порівнянні з БК 2.5.1-0 до  $M=8,3$  кН\*м, в діапазоні 8,3 кН\*м  $\rightarrow$  15,53 кН\*м значення  $x$  мають незначні відхилення але різну тенденцію розвитку. Дослідні вірці БП 2.6.1-0-20

маю відміну залежність зміни  $x$  від  $M$  в порівнянні із БК 2.5.1-0 та БП 2.6.1-0-20, із початком II стадії напружено-деформованого стану динаміка зменшення  $x$  із зростанням  $M$  знизалась але залишилась (рис.3.77).

• Пошкодження до дії навантаження розмірами 20\*30 мм, призвело до утворення технічні тріщин з напрямком від нижньої площини пошкодження до точок прикладання сили, також із зростанням навантаження відбувалось поширення нормальної тріщин. При пошкодженні 80\*30 мм, ефекту утворення технічні тріщин не відбувається.

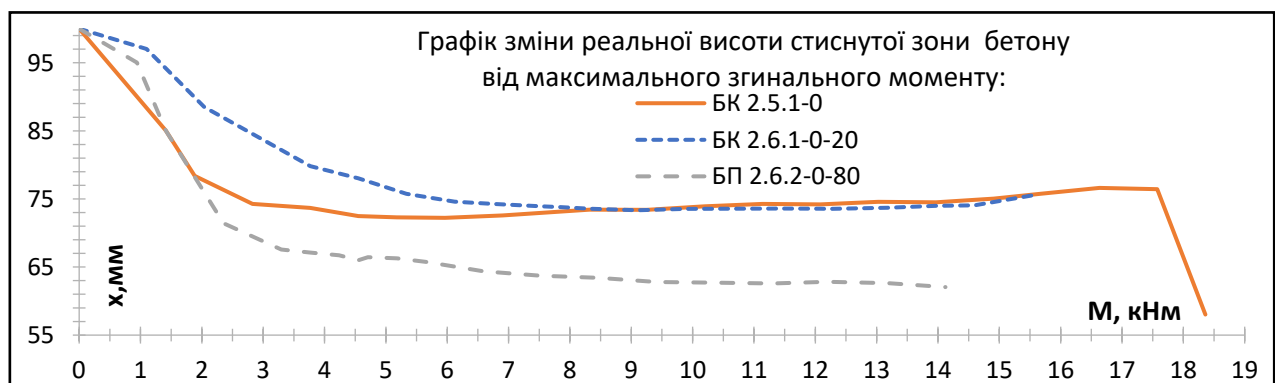


Рис. 3.77. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БК 2.5.1-0, БП 2.6.1-0-20 та БП 2.6.2-0-80

### 3.2.8. Деформативність експериментальних балок другої серії, з пошкодження виконаним за дії навантаження.

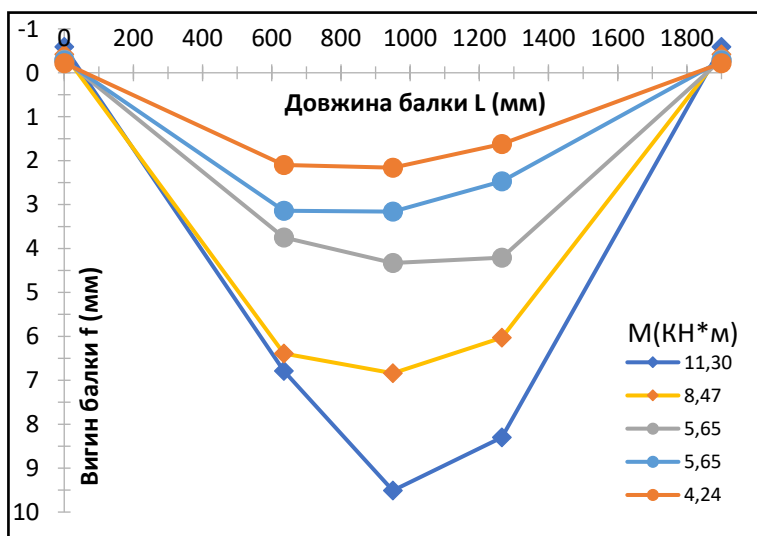
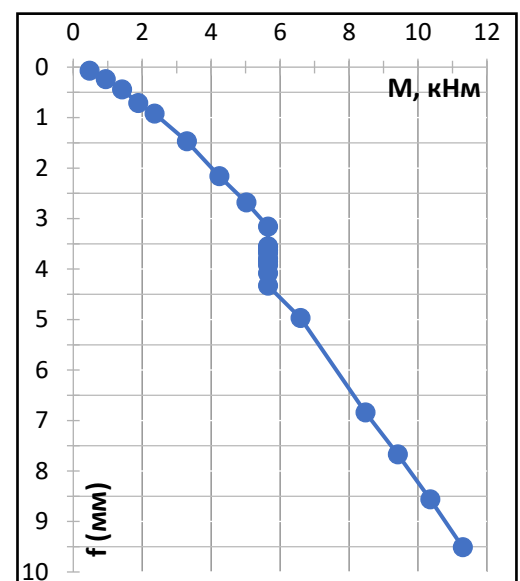


Рис. 3.78. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 2.7.1-0,3-80



Прогин в центральній зоні візріців БП 2.7.1-0,3-80 при висоті пошкодження  $h_d=0$   $f_{d,0} = 3,16$  мм, при  $h_d=10$  мм  $f_{d,10} = 3,68$  мм,  $f_{d,20} = 3,85$  мм та  $f_{d,30} = 4,33$  мм. Виконане пошкодження при  $0,3 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0...30$ мм, спричинило зростання прогину на 37,03% (рис.3.78,79). Усереднене значення прогинів в центральному перерізі експериментального зразки БП 2.7.1-0,3-80,  $f_{4,55} = 2,37$  мм,  $f_{7,88} = 6,26$  мм та  $f_{12,08} = 10,3$  мм.

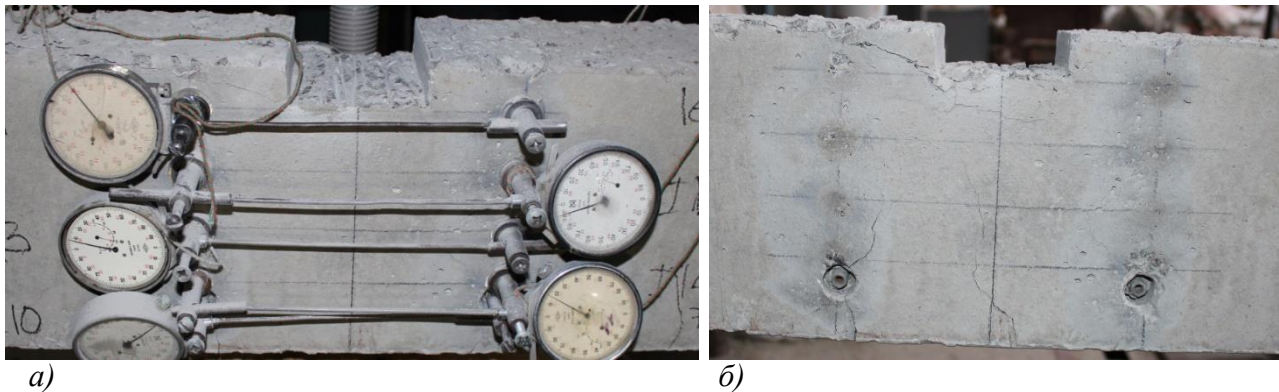


Рис. 3.80. Схематичне відображення утворення та розвитку тріщин в стиснутому бетоні БП 2.7.1-0,3-80 серії 2-ї: а) під час виконання експерименту; б) після виконання експерименту

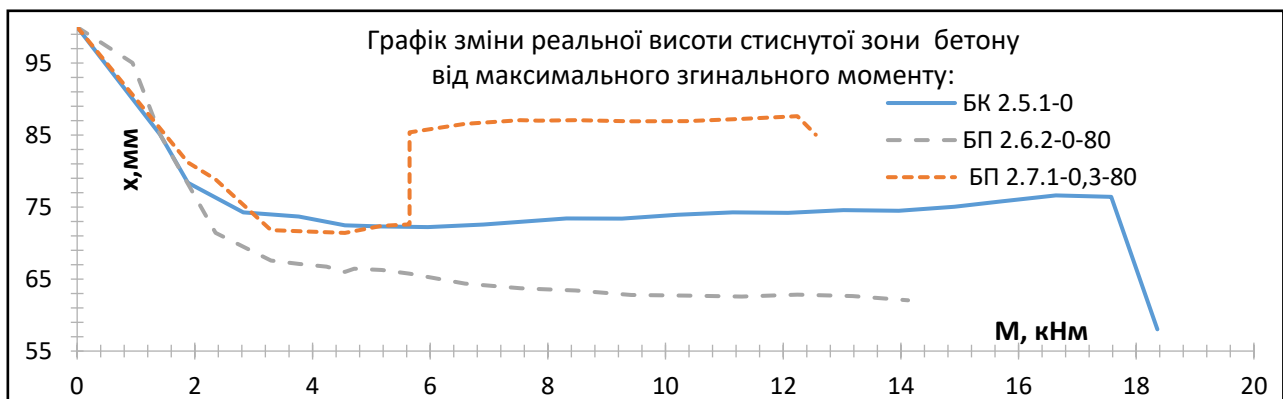


Рис. 3.81. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БК 2.5.1-0, БП 2.6.2-0-80 та БП 2.7.1-0,3-80

При 60-70% від руйнівного навантаження відбулось розкриття технічні тріщин, виключення значних фракцій бетону нормальними тріщинними внаслідок зниження площі поперечного перерізу стержнів арматури з  $\varnothing 14$  до  $\varnothing 12$ , призвело до зниження несучої здатності дослідних зразки БП 2.7.1-0,3-80 (рис.3.80).

Виконане пошкодження розмірами  $80 \times 30$  мм при  $0,3 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0, призвело до зростання  $x$  та стабілізацією до  $M=12,23$  кН\*м. Із закінченням

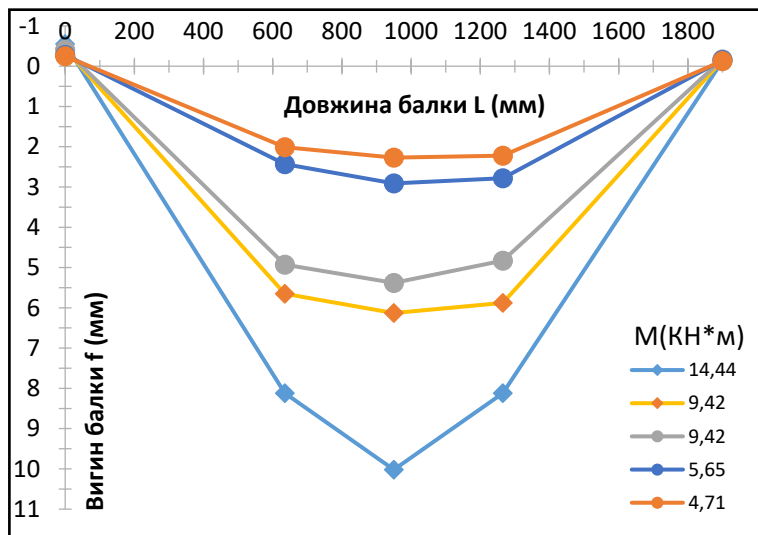


Рис. 3.82. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 2.8.1-0,5-20

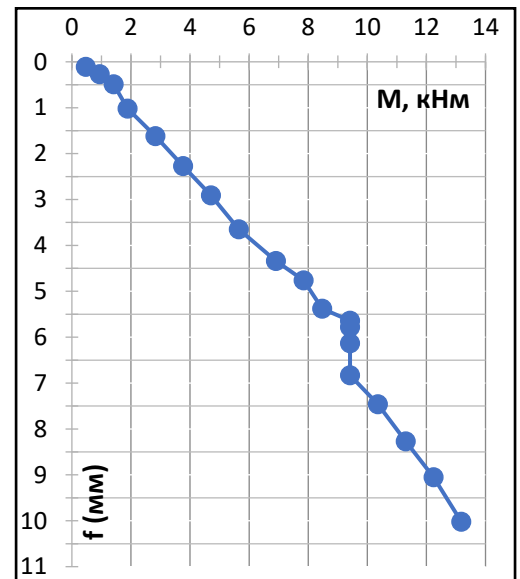


Рис. 3.83. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП 2.8.1-0,5-20

«зони спокою» із початком текучості арматури, відбулось динамічне зниження  $x$  із поширенням нормальних тріщин (рис.3.80,81).

Прогин в центральній зоні взірців БП 2.8.1-0,5-20 при висоті пошкодження  $h_d=0$   $f_{d,0} = 5,38$  мм, при  $h_d=10$  мм  $f_{d,10} = 5,64$  мм,  $f_{d,20} = 5,78$  мм та  $f_{d,30} = 6,13$  мм. Виконане пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0...30$ мм, спричинило зростання прогину на 13,95% (рис.3.82,83). Усереднене значення прогинів в центральному перерізі експериментального зразки БП 2.8.1-0,5-20,  $f_{4,55} = 2,17$  мм,  $f_{7,88} = 4,37$  мм та  $f_{12,08} = 8,14$  мм.

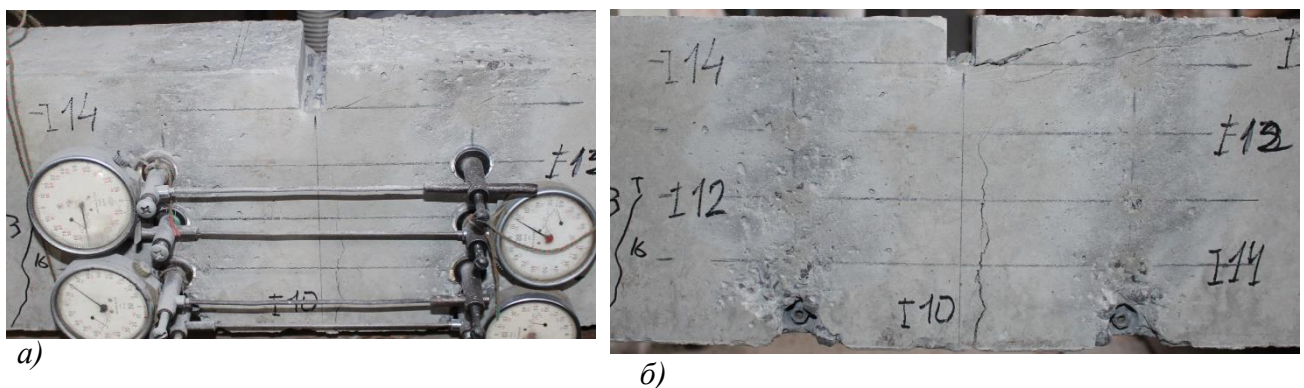


Рис. 3.84. Схематичне відображення утворення та розвитку тріщин в стиснутому бетоні БП 2.8.1-0,5-20 серії 2-ї: а) підчас виконання експерименту; б) після виконання експерименту

Розкриття технічні тріщин з напрямком від площини пошкодження до точок прикладання сили відбулось при 80-85% від  $M_{ult}$  в БП 2.8.1-0,5-20.

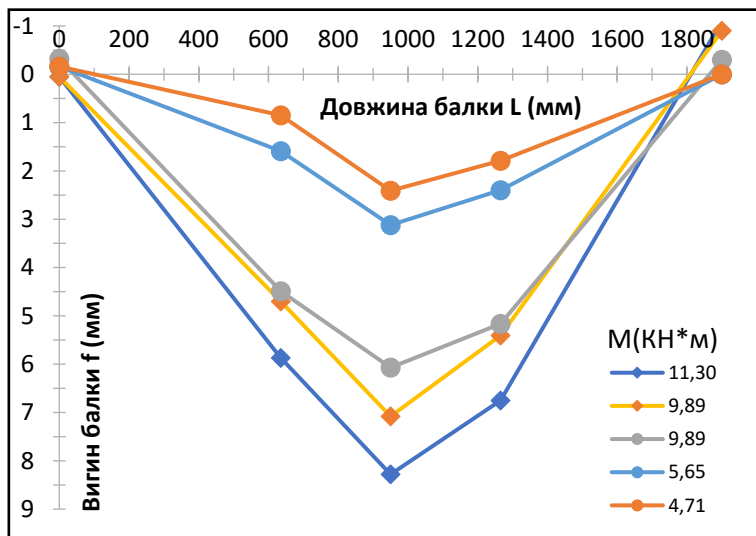


Рис. 3.85. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 2.8.2-0,5-80

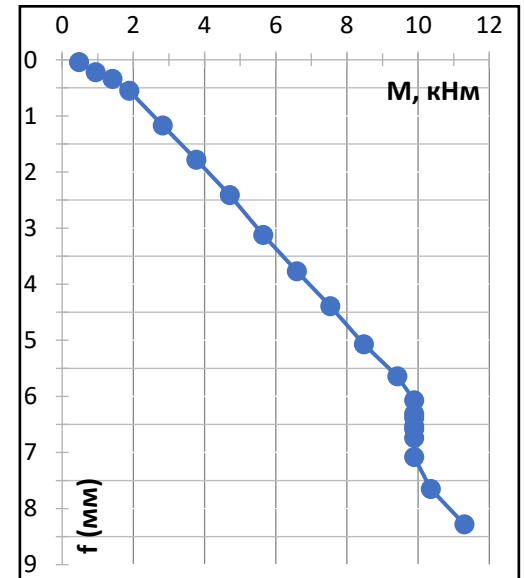


Рис. 3.86. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП 2.8.2-0,5-80

Випробування БП 2.8.2-0,5-80 серії 2-ї виконувалось з нанесенням пошкодження за дії навантаження  $0,5 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0. Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$   $f_{d,0} = 6,07$  мм, при  $h_d=10$  мм  $f_{d,10} = 6,31$  мм,  $f_{d,20} = 6,53$  мм та  $f_{d,30} = 7,08$  мм. Виконане пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0 \dots 30$  мм, спричинило зростання прогину на 16,64% (рис.3.85,86). Усереднене значення прогинів в центральному перерізі експериментального зразки БП 2.8.2-0,5-80,  $f_{4,55} = 2,31$  мм,  $f_{7,88} = 4,65$  мм та  $f_{12,08} = 8,81$  мм.

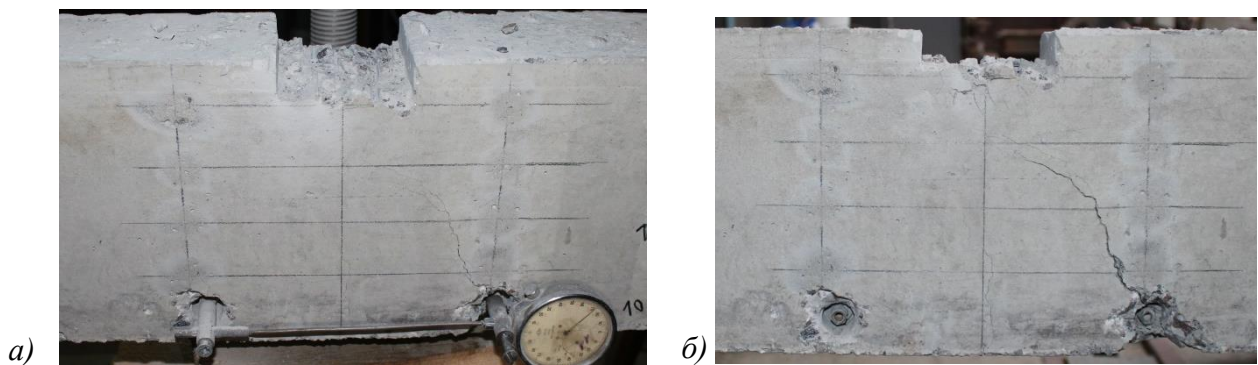


Рис. 3.87. Схематичне відображення утворення та розвитку тріщин в стиснутому бетоні БП 2.8.2-0,5-80 серії 2-ї: а) підчас виконання експерименту; б) після виконання експерименту

Розкриття технічні тріщин з напрямком від площини пошкодження до точок прикладання сили відбулось при 70-75% від  $M_{ult}$  БП 2.8.2-0,5-80, але подальше утворення сколів не відбулось як в БП 2.8.1-0,5-20 (рис.3.85,87).

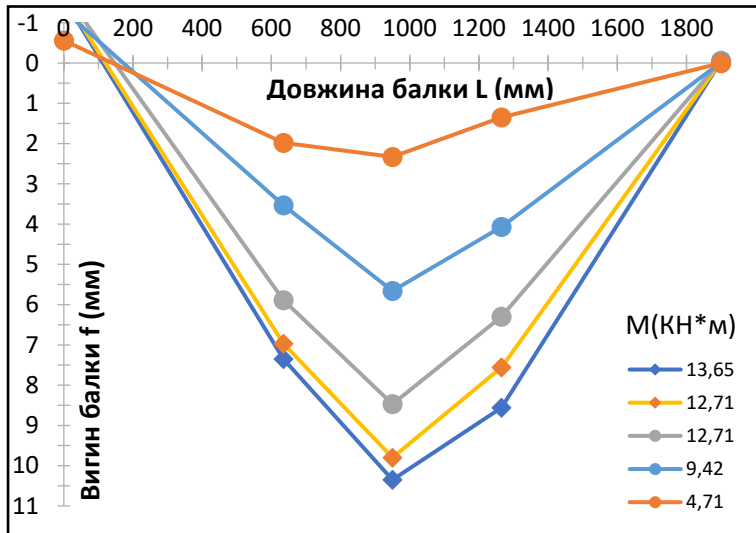


Рис. 3.88. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 2.9.1-0,7-80

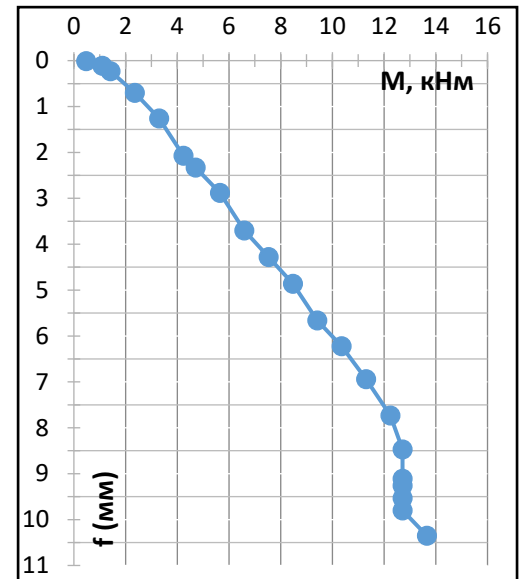


Рис. 3.89. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП 2.9.1-0,7-80

Випробування БП 2.9.1-0,7-80 серії 2-ї виконувалось з нанесенням пошкодження за дії навантаження  $0,7 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0. Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$   $f_{d,0} = 8,47$  мм, при  $h_d=10$  мм  $f_{d,10} = 9,11$  мм,  $f_{d,20} = 9,26$  мм та  $f_{d,30} = 9,8$  мм. Виконане пошкодження при  $0,7 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0 \dots 30$  мм, спричинило зростання прогину на 15,71% (рис.3.88,89). Усереднене значення прогинів в центральному перерізі експериментального зразки БП 2.9.1-0,7-80,  $f_{4,55} = 2,25$  мм,  $f_{7,88} = 4,5$  мм та  $f_{12,08} = 7,6$  мм.

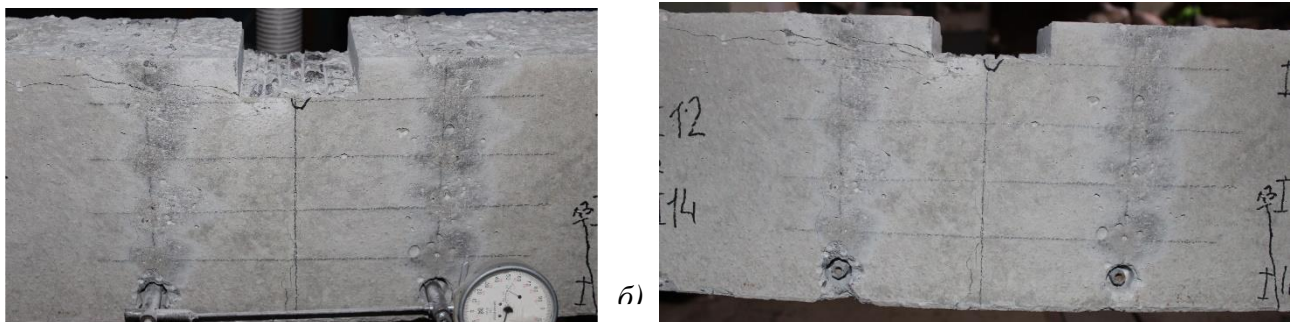


Рис. 3.90. Схематичне відображення утворення та розвитку тріщин в стиснутому бетоні БП 2.9.1-0,7-80 серії 2-ї: а) підчас виконання експерименту; б) після виконання експерименту



Розкриття технічні тріщин з напрямком від площини пошкодження до точок прикладання сили відбулось при 88-94% від  $M_{ult}$  БП 2.9.1-0,7-80, але подальше утворення сколів відбулось як в БП 2.8.1-0,5-20 (рис.3. 90).

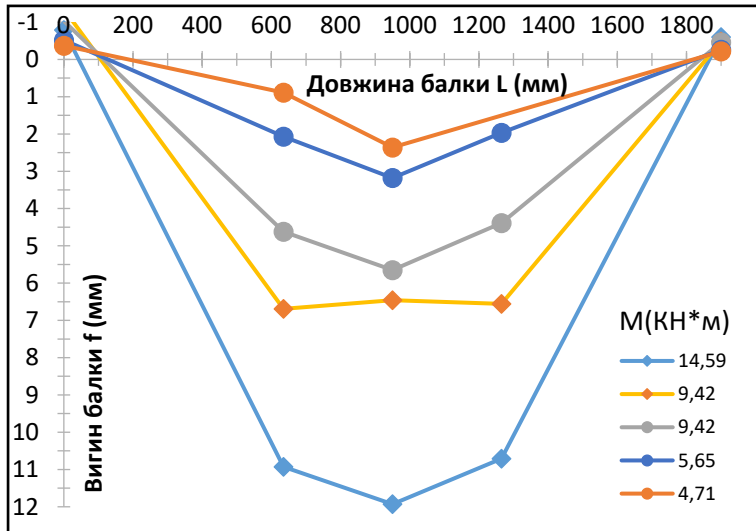


Рис. 3.91. Усередненні графіки залежності прогинів від навантаження для БП 2.10.1-0,5-8С

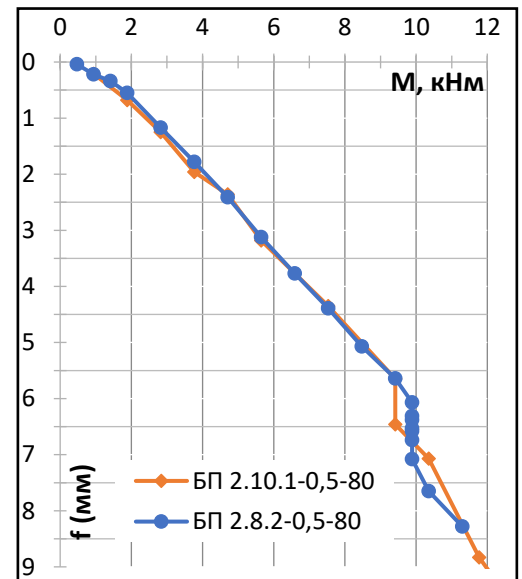


Рис. 3.92. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі БП 2.8.2-0,5-80 та БП 2.10.1-0,5-80

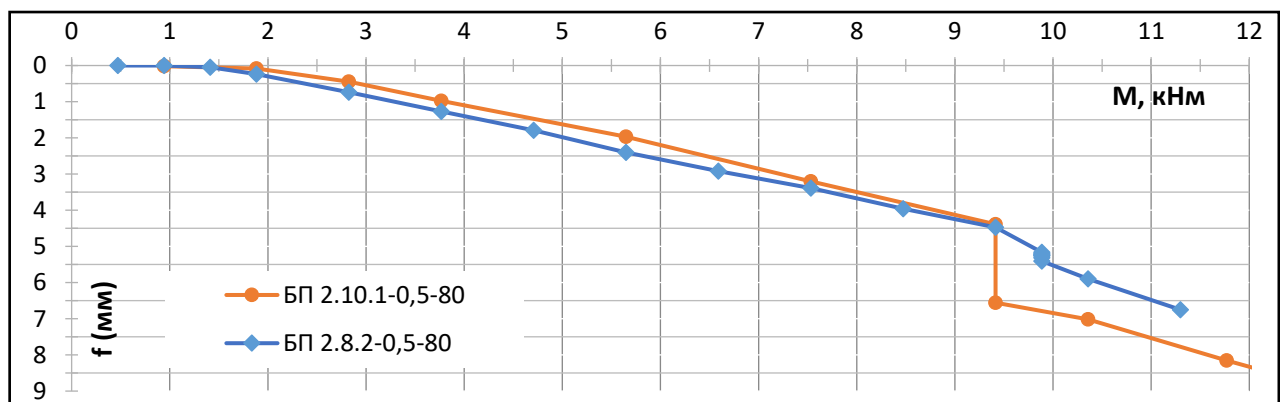
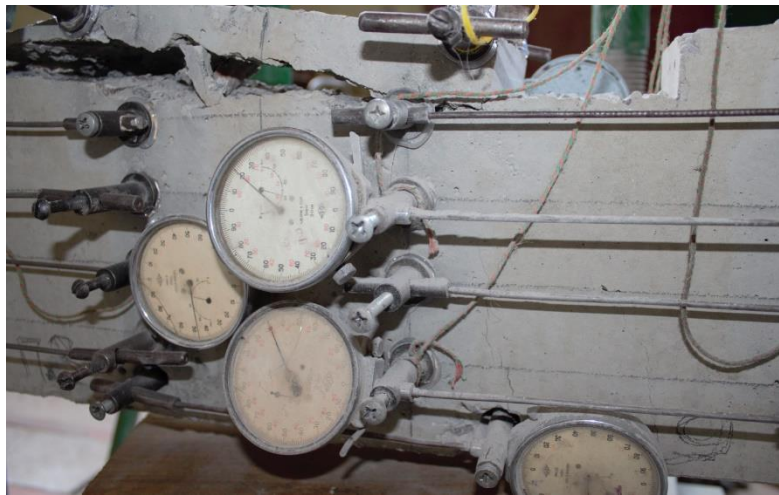


Рис. 3.93. Усередненні графіки зміни прогинів в перерізі між центром балки та точкою прикладання сили БП 2.8.2-0,5-80 та БП 2.10.1-0,5-80

Випробування БП 2.10.1-0,5-80 серії 2-ї виконувалось з нанесенням пошкодження за дії навантаження  $0,5 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0. Прогин в центральній зоні при висоті пошкодження  $h_d=0$   $f_{d,0} = 5,65$  мм і  $f_{d,30} = 6,46$  мм, прогин під силою прикладання  $f_{d,0} = 4,39$  мм і  $f_{d,30} = 6,56$  мм. Виконане пошкодження при  $0,5 M_{ult}$  при висоті  $h_d=0...30$ мм, спричинило зростання прогину в центральному перерізі на 14,34%, в перерізі в точці прикладання сили 49,38% (рис.3.91...93).

Усереднене значення прогинів в центральному перерізі експериментального зразки БП 2.10.1-0,5-80,  $f_{4,55} = 2,3$  мм,  $f_{7,88} = 4,6$  мм та  $f_{12,08} = 9,11$  мм.

Пошкодження виконане в взірцях БП 2.10.1-0,5-80 між центральною площиною та точкою прикладання сили, призвело до зростання прогину в центральній зоні при  $M=12,03$  кН\*м на 3,32% та зоні прикладання сили на 11,09% відносно БП 2.8.2-0,5-80.



a)



б)



в)

Рис. 3.94 Схематичне відображення утворення та розвитку тріщин в стиснутому бетоні БП 2.10.1-0,5-80 серії 2-ї: а) підчас виконання експерименту; б, в) після виконання експерименту

Розкриття технічні тріщин та утворення сколу з напрямком від площини пошкодження до віддаленої точки прикладання сили відбулось при 75-77,5% від  $M_{ult}$  БП 2.9.1-0,7-80 (рис.3.94). На відміну від пошкоджень виконаних в центральній зоні (де відбувалось поступове розкриття тріщин та утворення сколів або їх відсутність), при пошкодженні виконаному між центральною площиною елемента та площиною прикладання сили, відбувалось розкриття тріщин з переходом в сколювання.

### 3.2.9. Аналіз деформативності експериментальних балок другої серії з пошкодженням виконаним за дії навантаження.

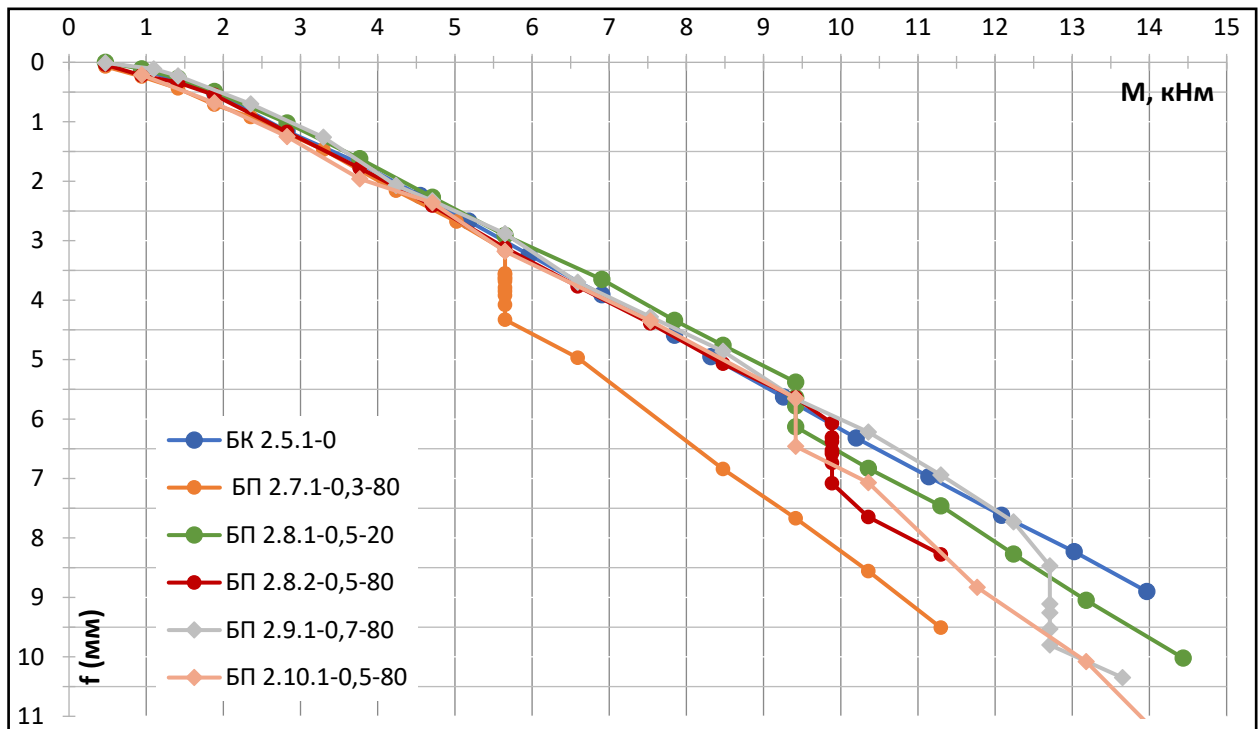


Рис. 3.95. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі

БП пошкоджених за дії навантаження серії 2-ї

Сумісний вплив зниження поперечного перерізу головного армування на 26,6% та виконання пошкодження при навантаженні, на деформативність елемента (рис.3.95):

- Зміна прогину в центральному перерізі при зростанні висоти пошкодження  $h_d=0...30$ мм: у зразки БП 2.7.1-0,3-80 пошкодження розмірами 80\*30мм виконане при 0,3  $M_{ult}$  БК 2.5.1-0, зростання на 37,03%; в БП 2.8.1-0,5-20 при 0,5  $M_{ult}$  та 20\*30мм зростання на 13,95%; в БП 2.8.2-0,5-80 при 0,5  $M_{ult}$  та 80\*30мм зростання на 16,64%; в БП 2.9.1-0,7-80 при 0,7  $M_{ult}$  та 80\*30мм зростання на 15,71%; в БП 2.10.1-0,5-80 при 0,7  $M_{ult}$  та 20\*30мм зростання на 14,34%, але зростання прогину в площинні прикладання сили біля пошкодження зросло на 49,38%;

- Утворення технічні тріщин у взірцях пошкоджених за дії навантаження:

- При 60-70% від руйнівного навантаження відбулось розкриття технічні тріщин, виключення значних фракцій бетону нормальними тріщиннами

внаслідок зниження площі поперечного перерізу стержнів головної арматури із  $\varnothing 14$  до  $\varnothing 12$ , призвело до зростання прогинів в дослідних зразки БП 2.7.1-0,3-80;

- Розкриття технічні тріщин з напрямком від площини пошкодження до точок прикладання сили, та динамічне поширення нормальних тріщин відбулось: при 80-85% від  $M_{ult}$  у збірках БП 2.8.1-0,5-20; при 70-75% від  $M_{ult}$  зразки БП 2.8.2-0,5-80, але подальше утворення сколів не відбулось як в БП 2.8.1-0,5-20 (рис.3.112,115); при 88-94% від  $M_{ult}$  зразки БП 2.9.1-0,7-80 (рис.3.112,118); при 75-77,5% від  $M_{ult}$  БП 2.9.1-0,7-80 (рис.3.121);

- На відміну від пошкоджень виконаних в центральній зоні (де відбувалось поступове розкриття тріщин та утворення сколів або їх відсутність), при пошкодженні виконаному між центральною площиною елемента та площиною прикладання сили, відбувалось динамічне розкриття тріщин з переходом в сколювання.

### 3.2.10. Аналіз деформативності експериментальних балок другої серії.

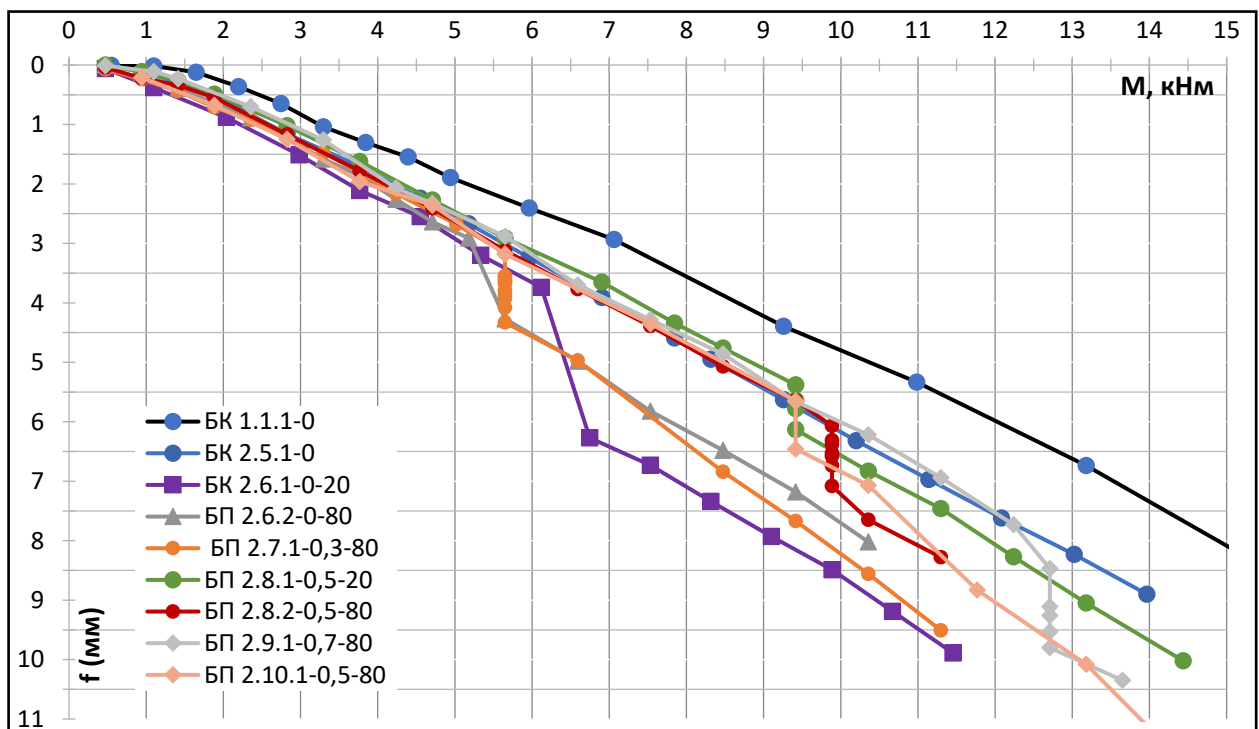


Рис. 3.96. Усередненні графіки зміни прогинів в центральному перерізі балок другої серії

Вплив комбінацій пошкодження (зниження площі поперечного перерізу головного армування на 26,6%) із виконання пошкодження до дії навантаження та під дією навантаження (рис.3.96):

- Взірці БК 2.5.1-0 мають значне зростання прогину в порівнянні із БК 1.1.1-0 та БП 1.1.2-0-20, при  $M=13,18$  кН\*м відносно БК 1.1.1-0 зросли на 19,8% та відносно БП 1.1.2-0-20 на 13,5%;

- Пошкодження розмірами 80\*30 мм має менші прогини на різних етапах навантаження, в порівнянні з випробуваними взірцями із пошкодженням розмірами 20\*30 мм (рис.3.104). Це відображено при порівнянні залежності зміни прогинів від рівня навантаження: для БК 2.5.1-0  $f_{4,55} = 2,24$  мм,  $f_{7,88} = 4,6$  мм та  $f_{12,08} = 7,62$  мм; БП 2.6.1-0-20  $f_{4,55} = 2,55$  мм,  $f_{7,88} = 5,01$  мм та  $f_{12,08} = 8,45$  мм; БП 2.6.2-0-80,  $f_{4,55} = 2,52$  мм,  $f_{7,88} = 6,07$  мм та  $f_{12,08} = 9,56$  мм.

- Зміна прогину в центральному перерізі при зростанні висоти пошкодження  $h_d=0...30$ мм: у зразки БП 2.7.1-0,3-80 пошкодження розмірами 80\*30мм виконане при  $0,3 M_{ult}$  БК 2.5.1-0, зростання на 37,03%; в БП 2.8.1-0,5-20 при  $0,5 M_{ult}$  та 20\*30мм зростання на 13,95%; в БП 2.8.2-0,5-80 при  $0,5 M_{ult}$  та 80\*30мм зростання на 16,64%; в БП 2.9.1-0,7-80 при  $0,7 M_{ult}$  та 80\*30мм зростання на 15,71%; в БП 2.10.1-0,5-80 при  $0,7 M_{ult}$  та 20\*30мм зростання на 14,34%, але зростання прогину в площинні прикладання сили біля пошкодження зросло на 49,38%;

- Взірці БП 2.6.1-0-20 демонструють відміну зміну  $x$  від  $M$  в порівнянні з БК 2.5.1-0 до  $M=8,3$  кН\*м, в діапазоні  $8,3$  кН\*м  $\rightarrow$   $15,53$  кН\*м значення  $x$  мають незначні відхилення але різну тенденцію розвитку. Дослідні взірці БП 2.6.1-0-20 маю відміну залежність зміни  $x$  від  $M$  в порівнянні із БК 2.5.1-0 та БП 2.6.1-0-20, із початком II стадії напружено-деформованого стану динаміка зменшення  $x$  із зростанням  $M$  знизалась але залишилась;

- Утворення технічні тріщин у взірцях пошкоджених за дії навантаження:
  - Пошкодження до дії навантаження розмірами 20\*30 мм, призвело до утворення технічні тріщин з напрямком від нижньої площини пошкодження до точок прикладання сили, також із зростанням навантаження відбувалось

поширення нормальної тріщин. При пошкодженні 80\*30 мм, ефекту утворення технічні тріщин не відбувається;

- При 60-70% від руйнівного навантаження відбулось розкриття технічні тріщин, виключення значних зон бетону нормальними тріщиннами внаслідок імітації корозії головної арматури, призвело до зростання прогинів в дослідних зразки БП 2.7.1-0,3-80;

- Розкриття технічні тріщин з напрямком від площини пошкодження до точок прикладання сили, та динамічне поширення нормальних тріщин відбулось: при 80-85% від  $M_{ult}$  у зірцях БП 2.8.1-0,5-20; при 70-75% від  $M_{ult}$  зразки БП 2.8.2-0,5-80, але подальше утворення сколів не відбулось як в БП 2.8.1-0,5-20 (рис.3.112,115); при 88-94% від  $M_{ult}$  зразки БП 2.9.1-0,7-80 ; при 75-77,5% від  $M_{ult}$  БП 2.9.1-0,7-80;

- На відміну від пошкоджень виконаних в центральній зоні (де відбувалось поступове розкриття тріщин та утворення сколів або їх відсутність), при пошкодженні виконаному між центральною площиною елемента та площиною прикладання сили, відбувалось динамічне розкриття тріщин з переходом в сколювання.

Табл. 3.5

### Деформативність експериментальних балок другої серії

Шифр зрізів	Несуча здатність, $M_{s,y}$ кНм	Прогин при $M=12,08$ кНм, мм	Відхилення $f_{12,08}$ відносно БК 2.5.1-0, %	Вплив пошкодження на прогин при $hd=0...30$ мм, %
БК 1.1.1-0	22,2	6,04	20,73	-
БК 2.5.1-0	14,84	7,62	-	-
БП 2.6.1-0-20	12,35	8,45	-10,89	-
БП 2.6.2-0-80	13,93	9,56	-25,46	-
БП 2.7.1-0,3-80	12,11	10,3	-35,17	37,03
БП 2.8.1-0,5-20	12,28	8,14	-6,82	13,95
БП 2.8.2-0,5-80	13,19	8,81	-15,62	16,64
БП 2.9.1-0,7-80	12,72	7,6	0,26	15,71
БП 2.10.1-0,5-80	13,17	9,11	-19,55	14,34

Наявність пошкодження арматури у вигляді зниження поперечної площі головного армування на 26,6%, призводить до зростання прогину на 20,73% в порівнянні із зірцем БК 1.1.1-0 без пошкодження (табл.3.5). Найбільш негативний вплив на прогин, при розгляді фактору навантаження має виконання пошкодження, при 0...0,3  $M_{ult}$  від БК 2.5.1-0 із діапазоном зростання прогину

25,45...37,14% відносно БК 2.5.1-0 (табл. 3.5). Фактор ширини пошкодження також впливає на зміну прогину, пошкодження з шириною 80 мм має більший негативний вплив чим при ширині 20 мм на 8,8%. Найбільший вплив рівня навантаження на прогин під час зростання висоти пошкодження  $h_d = 0 \text{ мм} \rightarrow 30 \text{ мм}$ , має при  $0,3 M_{ult}$  від БК 2.5.1-0. Відбувається зростання прогину на 37,03% відносно значення до початку пошкодження (табл. 3.5).

### Висновок з розділу 3.

1. Виконаними експериментальними дослідженнями встановлено параметри міцності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних балок з пошкодженням бетону в стиснутій зоні за дії навантаження: 0,3; 0,5; 0,7 від дії згинального моменту, при якому настає вичерпання несучої здатності.

2. Пошкодження бетону в стиснутій зоні, точкового або розподіленого типу із висотою пошкодження 30 мм призводить до втрати несучої здатності згинаним залізобетонним елементом прямокутного перерізу без пошкодження головної арматури в діапазоні 11,58...23,60%, із врахуванням варіювання рівня навантаження при якому здійснюється пошкодження.

3. Найбільше зниження несучої здатності залізобетонного при робочою арматурою  $\varnothing 14A500C$  відбувається при виконанні пошкодження при рівні навантаження  $0,5 M_{ult}$ , в залежності від варіювання шириною пошкодження зниження несучої здатності є в діапазоні 23,33...23,60%. Основним фактором впливу на несучу здатність залізобетонного елемента при виконанні пошкодження за дії навантаження, є рівень навантаження. Вплив на несучу здатність виконання пошкодження за дії навантаження, відносно елемента пошкодженого до дії навантаження варіюється в діапазоні 0,93...-14,66% в залежності від рівня навантаження виконання пошкодження. Вплив варіювання ширини пошкодження в стиснутій зоні бетону на несучу здатність, не перевищує 1%.

4. Вплив варіювання типу пошкодження в стиснутій зоні бетону та рівня навантаження для згинаних залізобетонних елементів із робочою арматурою  $\varnothing 12A500C$  є зниження в діапазоні 6,13...23,32%. Аналіз отриманих результатів

демонструє, що пошкодження виконанні розподільним типом мають приріст несучої здатності відносно точкового типу в діапазоні 12,8...15,91%, в залежності від рівня навантаження при якому виконувалось пошкодження.

5. Прогини залізобетонних балок без пошкоджених та з пошкодженням виконаним до дії навантаження, мають близьке до лінійного зростання із зміною інтенсивності при появі тріщин. В зразків пошкоджених при рівні навантаження 0,3; 0,5  $M_{ult}$  відбувається значне зростання прогину при виконанні, із досягненням прогинів зразків пошкоджених до дії навантаження.



## **РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ПОШКОДЖЕННЯМ АРМАТУРИ ПРИ ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНОЮ МОДЕЛЛЮ**

### **Методика розрахунку несучої здатності та прогину залізобетонних балок з пошкодженням в стиснутій зоні**

Для розрахунку залізобетонних елементів за деформаційною моделлю в Україні з 2010 року було введено національний стандарт ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» [38] та ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» [37].

В основі розрахунку за деформаційною моделлю лежить використання нелінійної деформаційної методики. Дана методика враховує реальні нелінійні діаграми деформування бетону  $\sigma_c - \varepsilon_c$  і дволінійні діаграми деформування арматури  $\sigma_s - \varepsilon_s$ .

Хоч деформаційна модель розрахунку дозволяє змоделювати роботу залізобетонної конструкції різноманітної форми перерізу при довільному етапі навантаження по висоті перерізу, але в ній не враховано, що конструкція може бути пошкоджена за дії навантаження.

Згідно [38] несучу здатність визначають задаючись такими передумовами:

- Розрахунковим перерізом приймається усереднений, який є середнім деформаціям бетону і арматури по довжині блоку;
- Деформації в арматурі рівні деформаціям у бетоні що її оточує;
- Приймається гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті перерізу;
- Відносні деформації арматури виконуються у вигляді дволінійної діаграми, а деформації бетону визначають за нелінійної діаграмою.

Дослідження експериментальних зразків виявило що в бетоні присутні розтягуючі зусилля, тому розрахунок проводимо згідно другої форми рівноваги [38]:

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\kappa}} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \cdot \gamma^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{si} = 0 \quad (4.1)$$

$$\frac{b \cdot f_{cd}}{\bar{\kappa}^2} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \cdot \gamma^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - Z_{si}) = M_0 \quad (4.2)$$

Де  $b$  – ширина поперечного перерізу елемента [мм];

$f_{ck}$  – призмova міцність бетону на стиск [МПа];

$\bar{\kappa} = \kappa/\varepsilon_{c1}$  - відносна кривизна [1/мм];

$\kappa = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}}{h}$  - кривизна вигнутої осі в перерізі [1/мм];

$\varepsilon_{c1}$  – деформація при максимальних напруженнях [‰] із таблиці 3.1 [2];

$\varepsilon_{c(1)}$  – деформації бетону стиснутої фібри [‰];

$\varepsilon_{c(2)}$  – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону [‰];

$h$  - висота поперечного перерізу елемента [мм];

$a_k$  – коефіцієнти полінома за першою групою граничних станів з додатку Д [2];

$$k = 1.05 \cdot E_{ck} \cdot \varepsilon_{c1} / f_{ck};$$

$E_{ck}$  – модуль пружності бетону [МПа];

$$\gamma = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1};$$

$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s$  – напруження в шарі арматури при пружній роботі і  $\sigma_s =$

$f_{yk}$  – при досягненні межі текучості [МПа];

$\varepsilon_s = \aleph \cdot (x_1 - z_s)$  – деформації в арматурі згідно гіпотези плоских перерізів;

$E_s$  – модуль пружності бетону [МПа];

$A_s$  – площа поперечного перерізу арматури [мм<sup>2</sup>];

$x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph}$  – висота стиснутої зони бетону [мм];

$z_s$  – відстань від арматури до найбільш стисненої грані перерізу [мм];

$M$  – значення зовнішнього згинального моменту [кНм];

Розрахунковий переріз згинаних залізобетонних балок зображений на рис. 4.1.

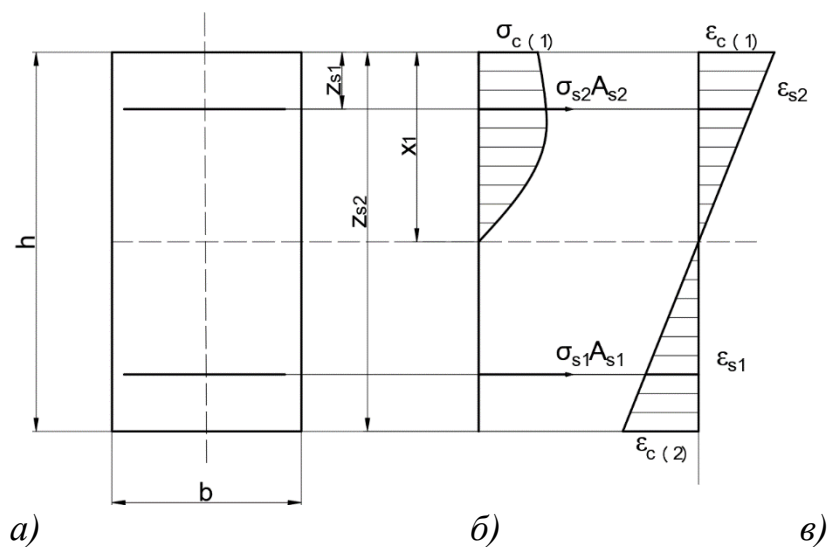


Рис. 4.1. Розрахунковий переріз згинаного елемента.

а) поперечний переріз; б) епюра напружень; в) епюра деформацій

Було прийнято методику пошуку невідомих в основі якої перше рівняння рівноваги задаємо як квадратне рівняння з невідомими усередненими деформаціями розтягнутої фібри бетону:

$$\varepsilon_{c(2)}^2 \cdot z_s + \varepsilon_{c(2)} \cdot (\varepsilon_{c(1)} \cdot h - 2 \cdot \varepsilon_{c(1)} \cdot z_s) + (\varepsilon_{c(1)}^2 \cdot z_s - \varepsilon_{c(1)}^2 \cdot h) - \frac{b \cdot f_{ck} \cdot h^2 \cdot \varepsilon_{c1} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \cdot \gamma^{k+2}}{A_s \cdot E_s} = 0 \quad (4.3)$$

Змінним параметром рівняння є деформації бетону стисненої фібри:

$$\varepsilon_{c(1)} = i \cdot \Delta\varepsilon_{c(1)}$$

Де  $\Delta\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu} \cdot d_1$

$d_1 = 0,1$  – точність розрахунку;

$i = 1$ ;

$\varepsilon_{cu}$  - із таблиці 3.1 [2];

Якщо  $\varepsilon_{c(1)} > \varepsilon_{cu} \rightarrow$  виводимо з алгоритму результат ( $\varepsilon_{c(1)}$ ,  $\varepsilon_{c(2)}$ ,  $\varepsilon_s$ ,  $\aleph$ ,  $M$ ).

Якщо  $\varepsilon_{c(1)} < \varepsilon_{cu} \rightarrow$  ми визначаємо:

$$k = 1.05 \cdot E_{ck} \cdot \varepsilon_{c1} / f_{ck}$$

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

Знаходимо корені квадратного рівняння і для подальших розрахунків приймаємо від'ємне значення деформації бетону стисненої фібри.

Розраховуємо значення параметрів  $\aleph$ ,  $\bar{\aleph}$ ,  $x_1$ ,  $\varepsilon_s$ ,  $\sigma_s$ .

Якщо  $|\varepsilon_s|$  більше за  $\varepsilon_{ud}$  тоді виводимо з алгоритму результат ( $\varepsilon_{c(1)}$ ,  $\varepsilon_{c(2)}$ ,  $\varepsilon_s$ ,  $\aleph$ ,  $M$ ).

Якщо  $|\varepsilon_s|$  менше за  $\varepsilon_{ud}$  підставляємо наші дані в рівняння (4.1) і перевіряємо чи воно рівне 0.

Якщо так тоді з (4.2) знаходимо  $M$ .

Приймаємо:  $i = i + 1$  і проводимо розрахунок з початку.

Критеріями вичерпання несучої здатності в запропонованому алгоритмі приймається:

- Руйнування стисненої зони бетону при досягненні нею граничних деформацій ( $\varepsilon_{c(1)} > \varepsilon_{cu}$ )
- Досягнення граничних деформацій у стержнях арматури ( $|\varepsilon_s| > \varepsilon_{ud}$ )

Для розрахунку з пошкодженням без навантаження на дослідний зразки ми вважаємо, що висота перерізу зменшилася на глибину пошкодження. При розрахунку на першому етапі ми змінюємо початкові параметри:

$$h_{\text{пош}} = h - a \quad (4.4)$$

$$z_s = h_{\text{пош}} - a \quad (4.5)$$

де  $a$  – глибина пошкодження [мм];

Подальший розрахунок проводимо без змін.

При розрахунку з пошкодженням за дії навантаження ми вважаємо що висота перерізу зменшилася на глибину пошкодження на етапі коли  $M_i = jM_{\text{max}}$ . Де  $M_{\text{max}}$  – максимальний згинальний момент який витримує залізобетонна балки без пошкодження (еталонні взірці),  $j$  – відсоткове значення від  $M_{\text{max}}$  при якому виконувалось пошкодження.

Початок розрахунку ми проводимо не змінюючи висоти перерізу і робочої висоти перерізу допоки  $M_i \approx M_{\text{max}}$ . Ми записуємо дані у таблицю і на цьому ж етапі не змінюючи  $i$  ми змінюємо параметри висоти перерізу і робочої висоти перерізу. Тепер не змінюючи геометричні параметри продовжуємо розрахунок до вичерпання несучої здатності перерізу по бетону, або по арматурі.

Розрахунок прогинів здійснювався згідно чинного нормативного документу ДСТУ Б В.2.6-156:2010 []. Внаслідок використання в дослідженні статично визначених експериментальних зразків, прогин обчислюється із спрощенням за формулою:

$$f = \left( \frac{1}{r} \right) k_m l^2, \quad (4.6)$$

де  $l$  – довжина прольоту балки,  $k_m$  – коефіцієнт врахування розрахункової схеми розрахункового елемента, який визначається за табл. 5.5 ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [78] і має наступний вигляд:

$$k_m = \frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2} = \frac{1}{8} - \frac{\frac{1}{3}l^2}{6l^2} = \frac{5}{72} \quad (4.7)$$

### **Аналіз результатів виконаних розрахунків**

Виконання теоретичних розрахунків виконувалось згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [], із оптимізацією виходячи з потреб дослідження. В даному аспекті це є зміна висоти елемента в центральному перерізі. Виконано побудову графіків деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону, із порівнянням теоретичних та експериментальних досліджень. Використання оптимізованої методики розрахунку виходячи із потреб дослідження, дає можливість отримати достовірні результати. Які задовільняють допустимі відхилення отриманих теоретичних результатів в порівнянні з експериментальними. Із врахуванням зміни висоти центрального перерізу елемента, що має безпосередній вплив на несучу здатність та деформаційність дослідних зразків. Виконання визначення деформативності теоретичних зразків, здійснювалось згідно згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [] та ДСТУ Б В.1.2-3:2006 „Прогини та переміщення”. Із врахуванням вимог вище вказаних нормативних документів, що забезпечує необхідну точність та достовірність теоретичного розрахунку.

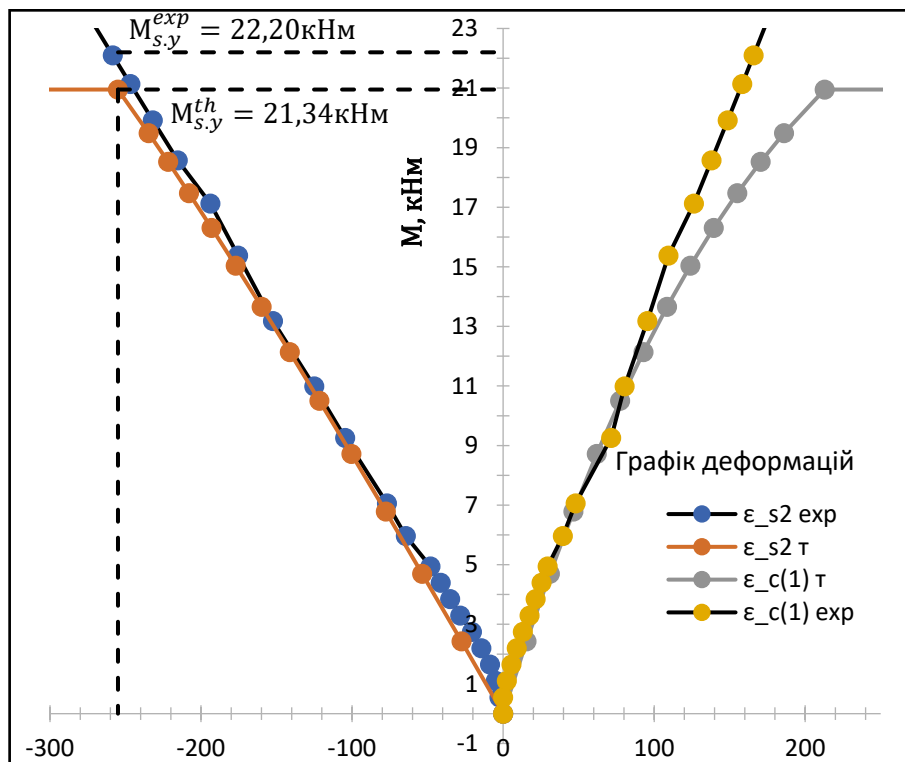


Рис. 4.2. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БК-1.1-1-0

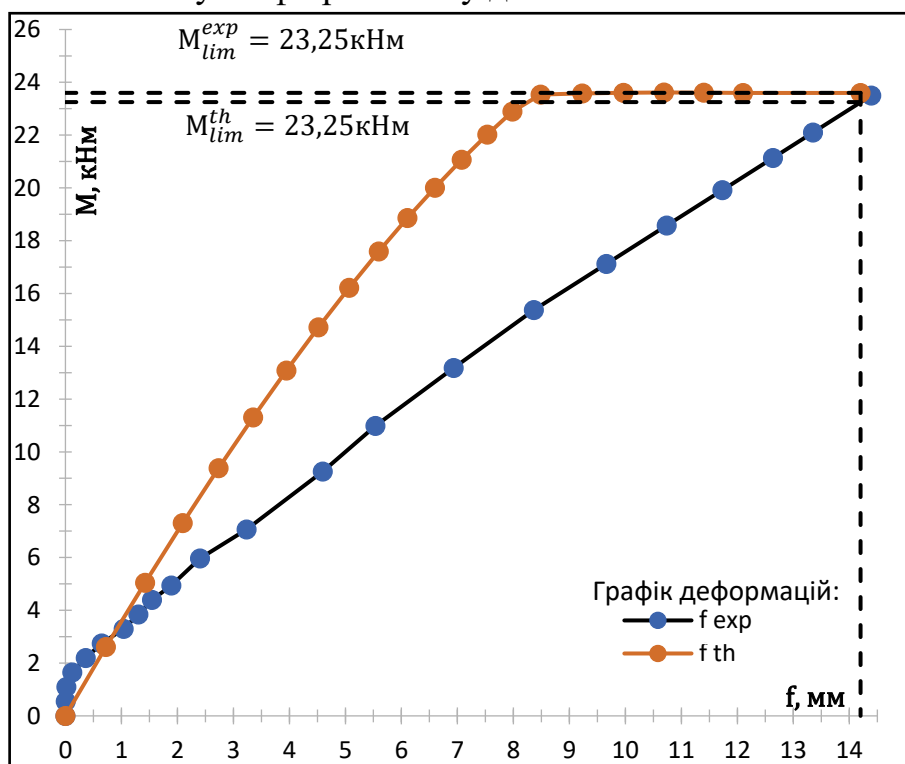


Рис. 4.3. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БК-1.1-1-0

Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 21,34$  кН×м, із заданням критерія досягнення деформацій арматури початку текучості  $\varepsilon_{s,y} = 255 \cdot 10^{-5}$  див. рис.4.2. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить 4,03%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 23,6$  кН×м, експериментальних при  $M_{lim}^{exp} = 23,25$  кН×м. Відсоткове відхилення експериментального та теоретичного значення згинального моменту за якого відбулось досягнення граничного прогину становить -1,48 %. Використання білінійних діаграм залежності деформацій до напружень в розрахунку згідно деформаційною моделлю, є в значній мірі ідеалізованим із метою спрощення розрахунку. Але надає необхідну точність визначення згинального моменту для вичерпання несучої здатності, що є задовільно при використанні.

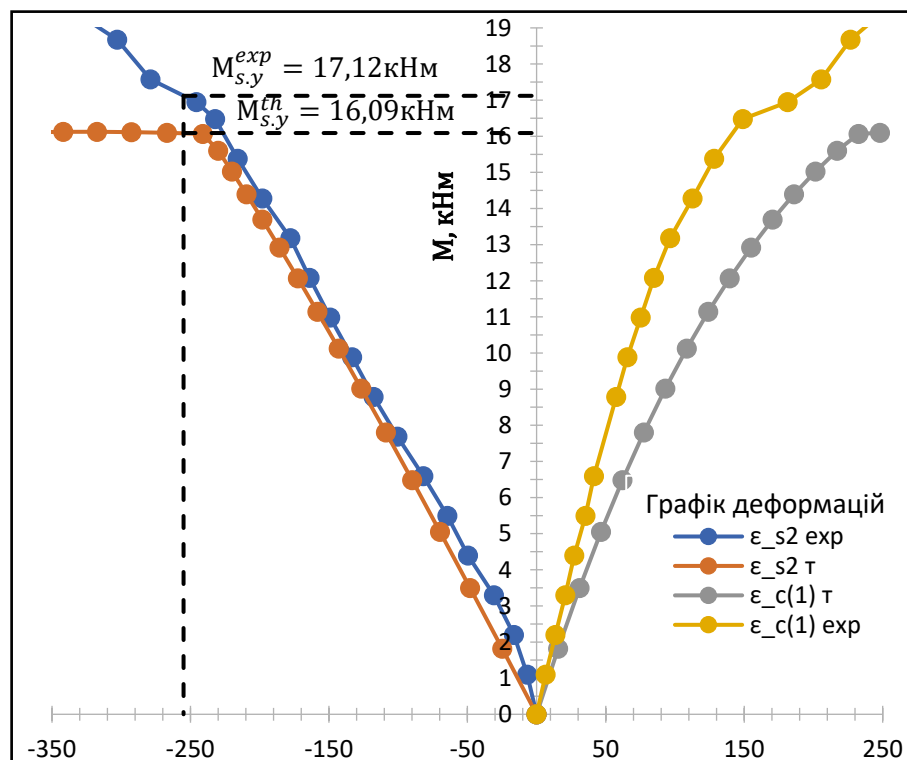


Рис. 4.4. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП-1.1-2-0-20



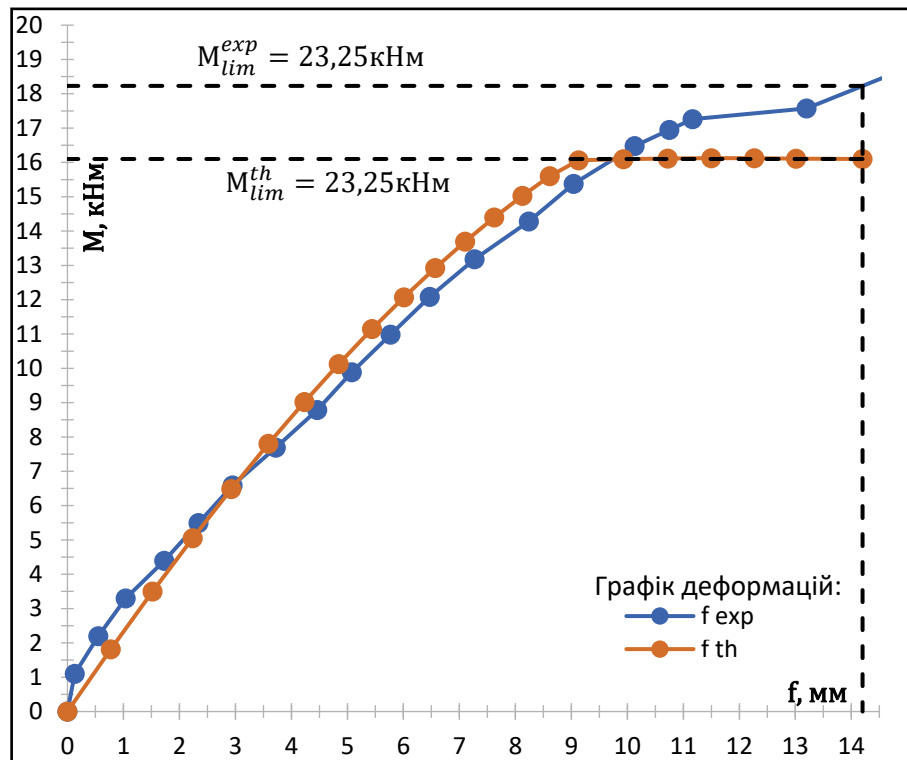


Рис. 4.5. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП-1.1-2-0-20

Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 16,09$  кН×м, із заданням критерія досягненням деформацій арматури початку текучості  $\varepsilon_{s,y} = 255 \cdot 10^{-5}$  див. рис.4.4. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить 6,02%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 16,09$  кН×м, експериментальних при  $M_{lim}^{exp} = 18,23$ кН×м. Відсоткове відхилення експериментального та теоретичного значення згинального моменту за якого відбулось досягнення граничного прогину становить 13,31% див. рис. 4.5. В даному аспекті використання білінійних діаграм фізико-механічних характеристик матеріалів, має недоліки. Але при досягненні вичерпання несучої здатності дане відхилення зменшується до допустимих.

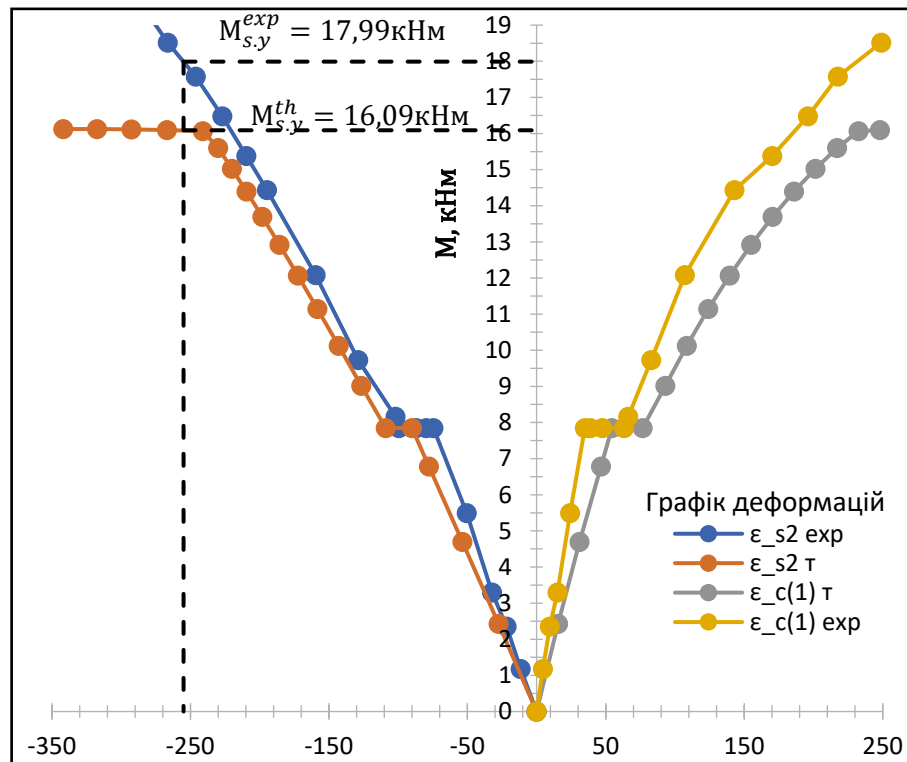


Рис. 4.6. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП 1.2.1-0,3-20

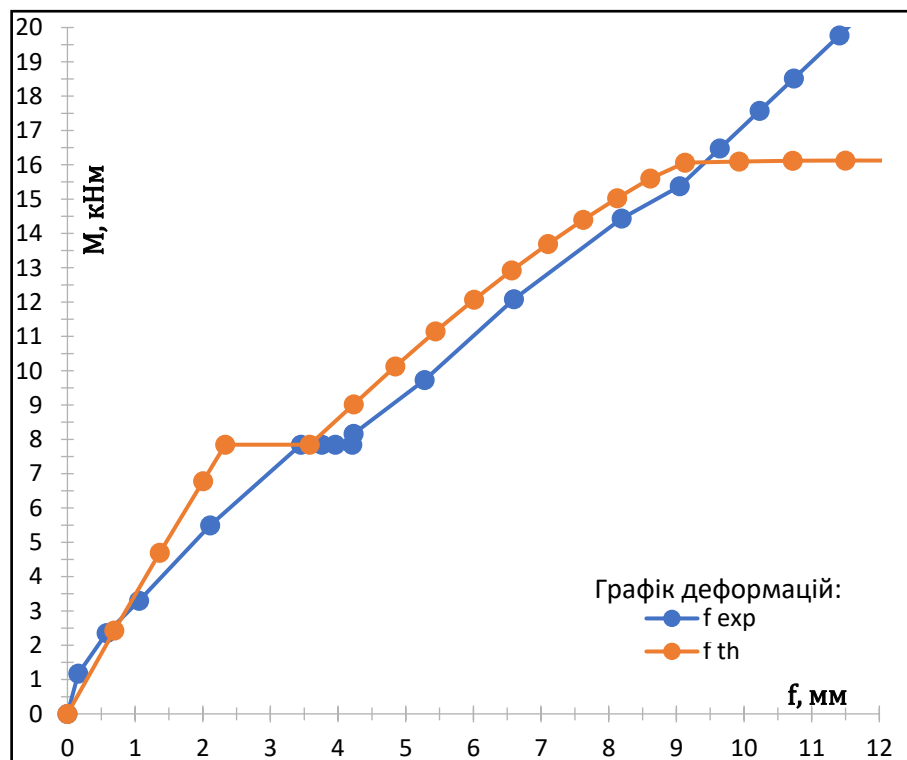


Рис. 4.7. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП 1.2.1-0,3-20

Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 16,09$  кН×м, із заданням критерія досягнення деформацій арматури початку текучості  $\varepsilon_{s,y} = 255 \cdot 10^{-5}$  див. рис.4.6. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить 10,57%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 16,09$  кН×м, експериментальних не відбулось (рис.4.7). Внаслідок руйнації елемента до досягнення допустимого прогину. При розгляді зміни деформацій найбільш стиснутої фібри бетону при зростанні рівня навантаження, відсутні значні відхилення теоретичних та експериментальних результатів в порівнянні із зразками пошкоджених до дії навантаження. Використання деформаційної моделі для розрахунку деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону, для згинаних залізобетонних елементів прямокутного перерізу із пошкодженням в стиснутій зоні бетону розмірами 0-20 мм при  $0,3 M_{ult}$ , є задовільним.

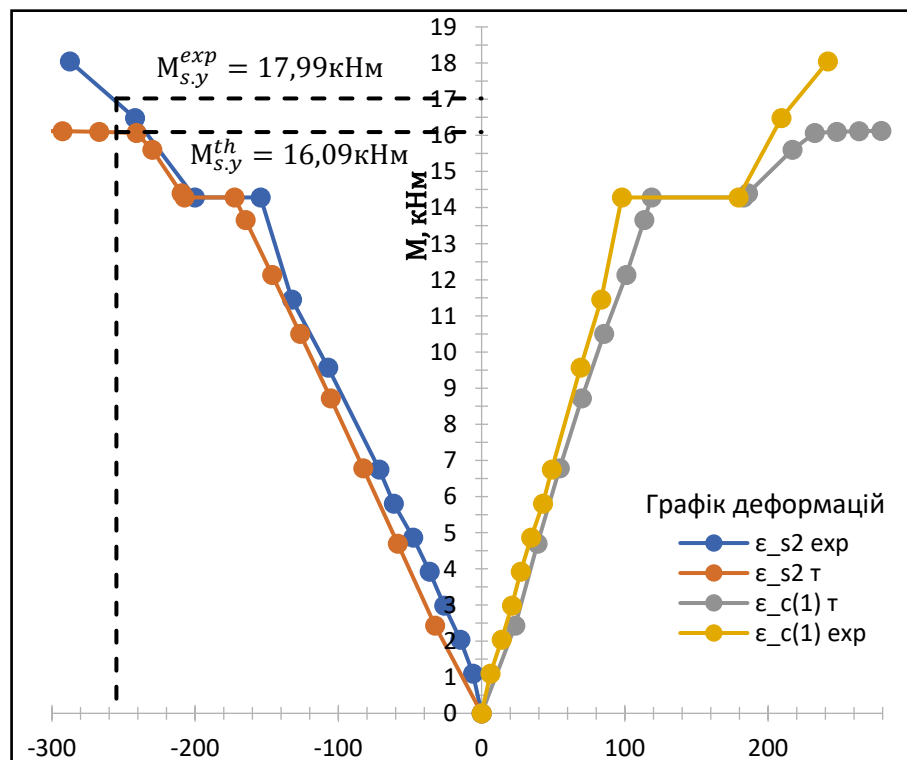


Рис. 4.8. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП 1.3.1-0,5-20

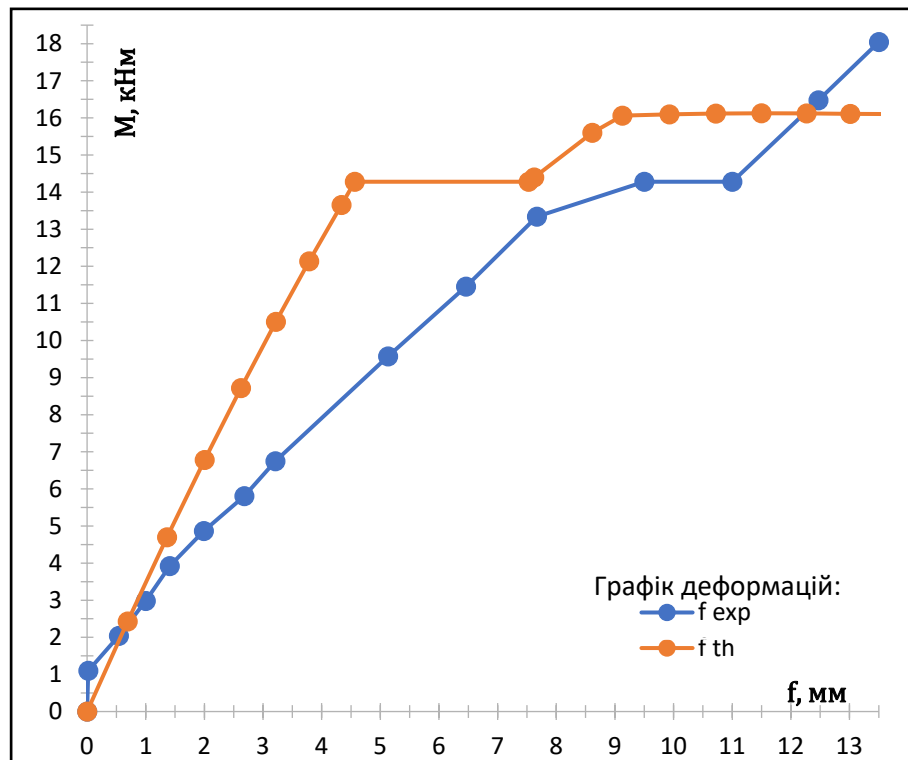


Рис. 4.9. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП 1.3.1-0,5-20

Вичерпання несучої здатності при виконанні теоретичного розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 16,09$  кН×м, експериментальне значення становить  $M_{s,y}^{exp} = 17,02$ кН×м (див. рис.4.8). Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить 5,47%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 16,09$  кН×м, експериментальних при  $M_{lim}^{exp} = 19,12$ кН×м. Відсоткове відхилення експериментального та теоретичного значення згинального моменту за якого відбулось досягнення граничного прогину становить 18,84 % див. (рис. 4.9). В порівнянні із БП 1.2.1-0,3-20, точкове пошкодження виконане при  $0,5 M_{ult}$  має допустиме відхилення значення згинального моменту при якому досягнуто граничні прогини. Використання деформаційної моделі показує результати з задовільною збіжністю, для визначення згинального моменту при якому відбудеться вичерпання несучої здатності при точковому пошкодженні в стиснутій зоні бетону при  $0,5 M_{ult}$ .

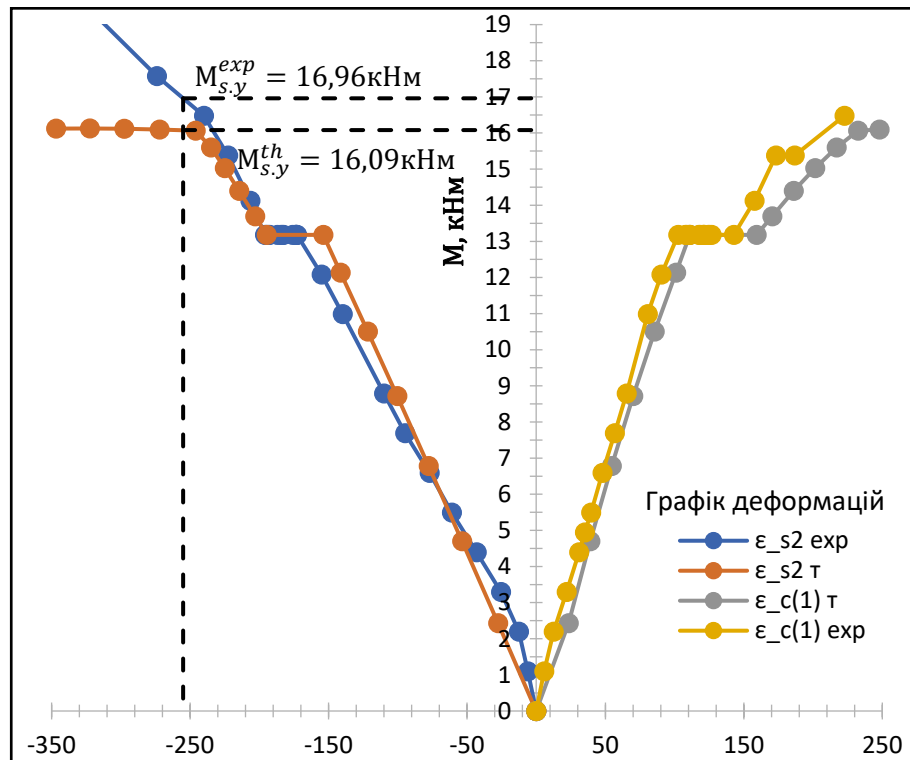


Рис. 4.10. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП 1.3.2-0,5-80

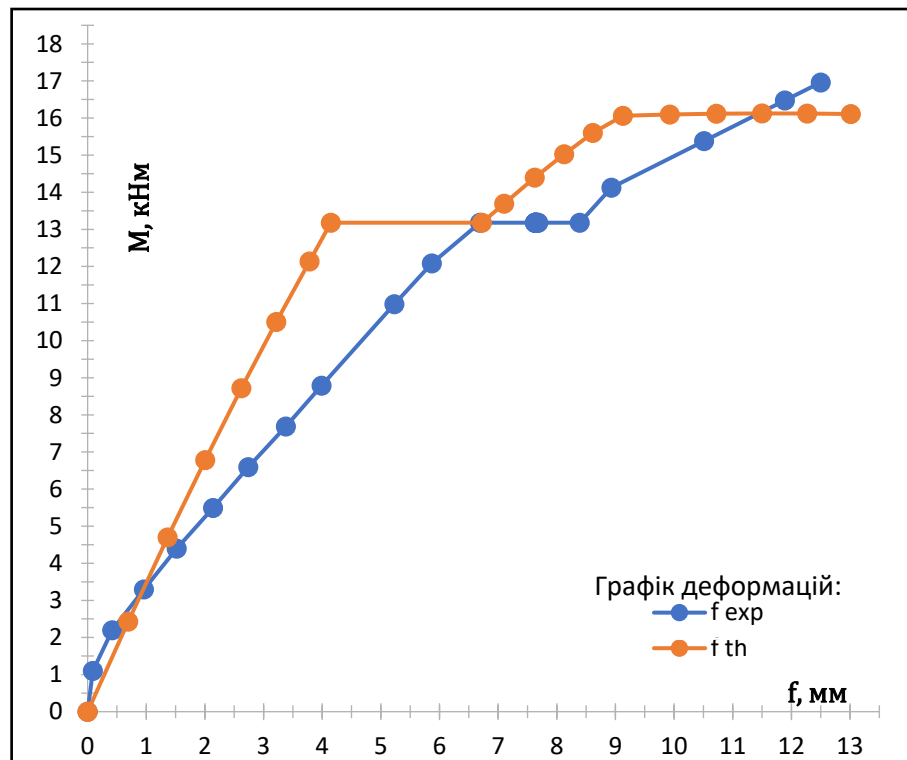


Рис. 4.11. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП 1.3.2-0,5-80

Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 16,09$  кН×м, експериментальне значення становить  $M_{s,y}^{exp} = 16,96$ кН×м див. рис.4.10. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить 5,13%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 16,09$  кН×м, з метою уникнення надмірних ризиків прогиноміри були зняті на етапі пошкодження див. рис. 4.11. Пошкодження розмірами  $80 \times 30$  мм виконане при  $0,5 M_{ult}$  має допустиме відхилення значення згинального моменту при якому досягнуто граничні прогини. Використання деформаційної моделі є задовільним, для визначення згинального моменту при якому відбудеться вичерпання несучої здатності при пошкодженні розмірами  $80 \times 30$  мм (що імітує значну втрату по ширині перерізу) в стиснутій зоні бетону при  $0,5 M_{ult}$ .

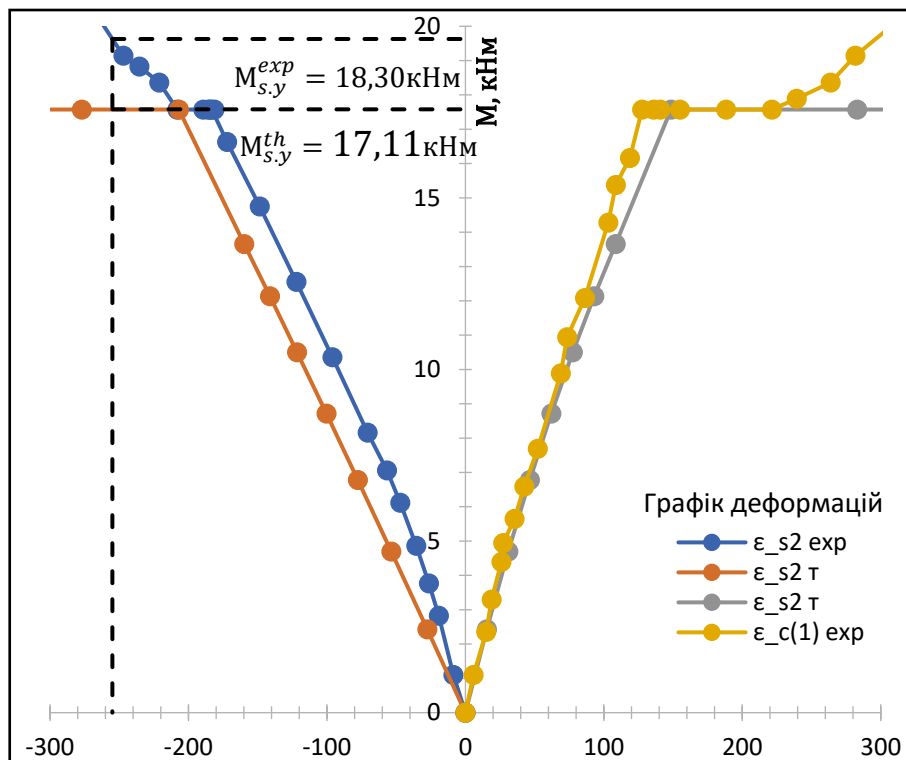


Рис. 4.12. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП 1.4.1-0,7-20

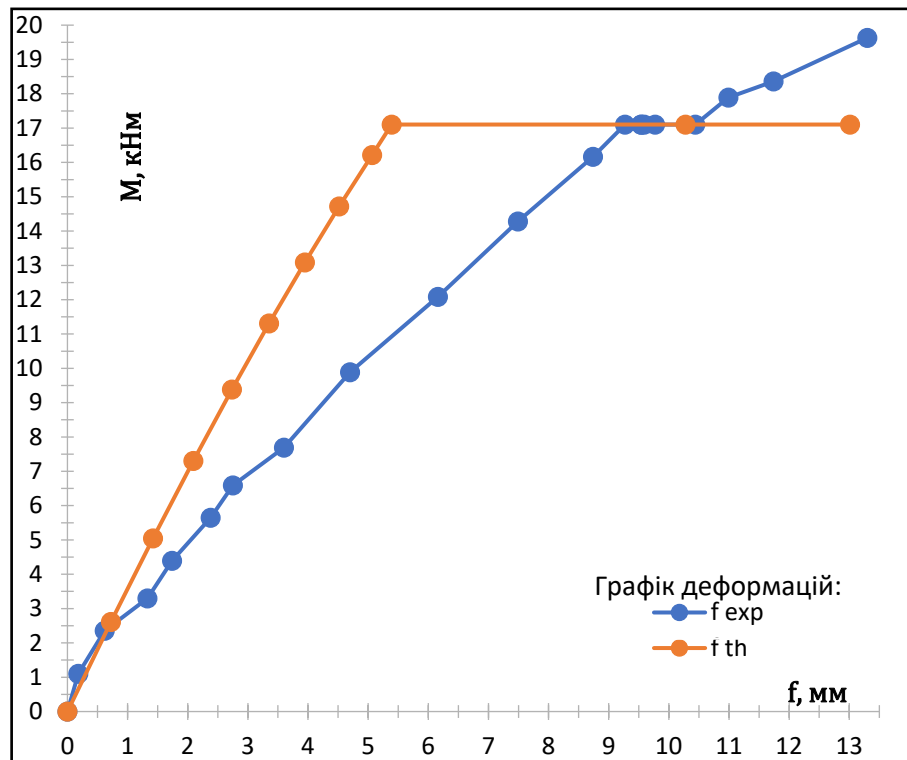


Рис. 4.13. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП 1.4.1-0,7-20

Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 16,09$  кН×м, експериментальне значення становить  $M_{s,y}^{exp} = 18,30$ кН×м див. рис.4.12. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить 6,51%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 16,09$  кН×м, з метою уникнення надмірних ризиків прогиноміри були зняті на етапі пошкодження див. рис. 4.13. Пошкодження розмірами 20×30 мм виконане при 0,7  $M_{ult}$  має допустиме відхилення значення згинального моменту при якому досягнуто граничні прогини. Використання деформаційної моделі є задовільним, для визначення згинального моменту при якому відбудеться вичерпання несучої здатності при пошкодженні розмірами 20×30 мм (що імітує значну точкове пошкодження) в стиснутій зоні бетону при 0,7  $M_{ult}$ .

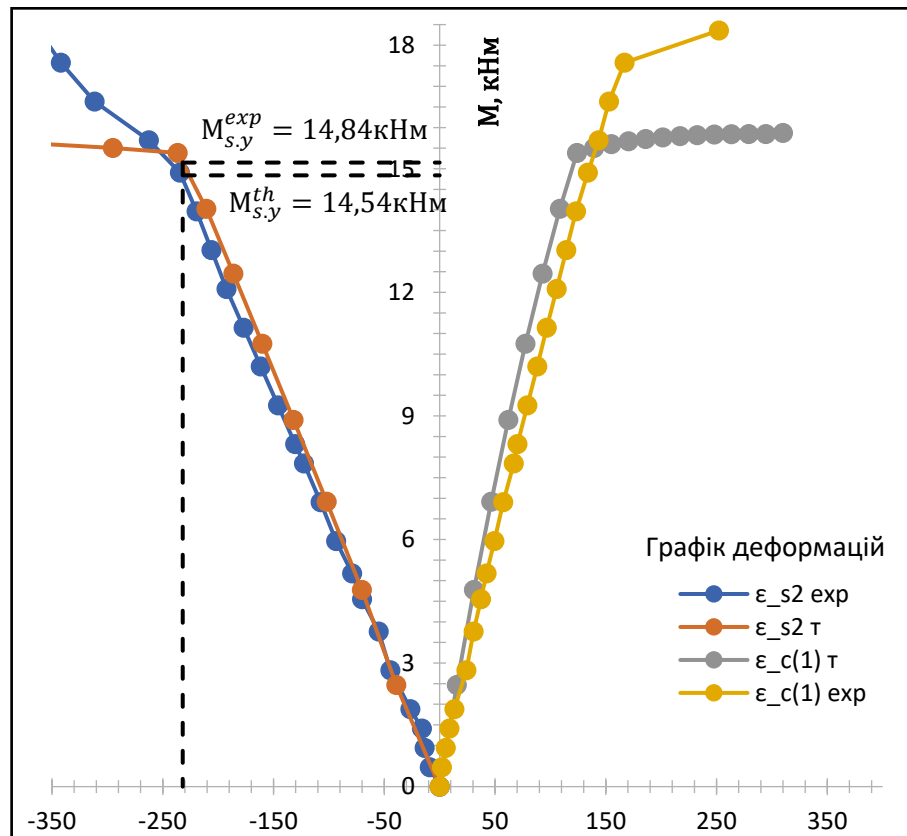


Рис. 4.14. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БК 2.5.1-0

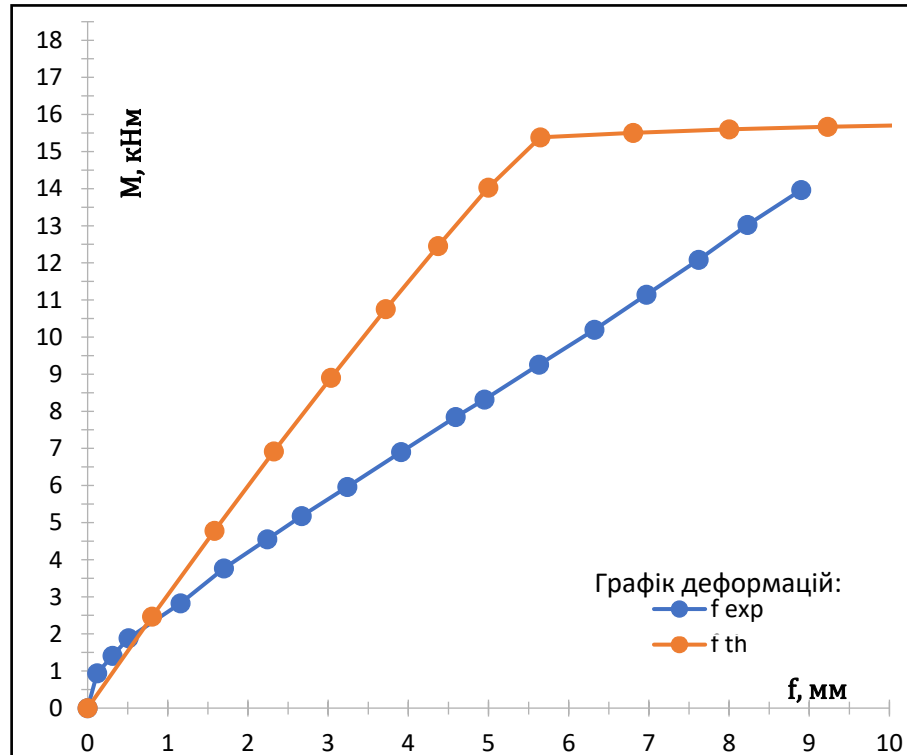


Рис. 4.15. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БК 2.5.1-0



Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 14,54$  кН×м, експериментальне значення становить  $M_{s,y}^{exp} = 14,84$ кН×м, із заданням критерія досягненням деформацій арматури початку текучості  $\varepsilon_{s..y} = 232 \cdot 10^{-5}$  див. рис.4.14. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить 2,03%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 15,23$ кН×м, руйнування елемента відбулось до досягнення граничних допустимих прогинів (рис.4.15). Використання деформаційної моделі є задовільним, для визначення згинального моменту при якому відбудеться вичерпання несучої здатності, для зразків із недостатнім поперечним перерізом головного армуванням.

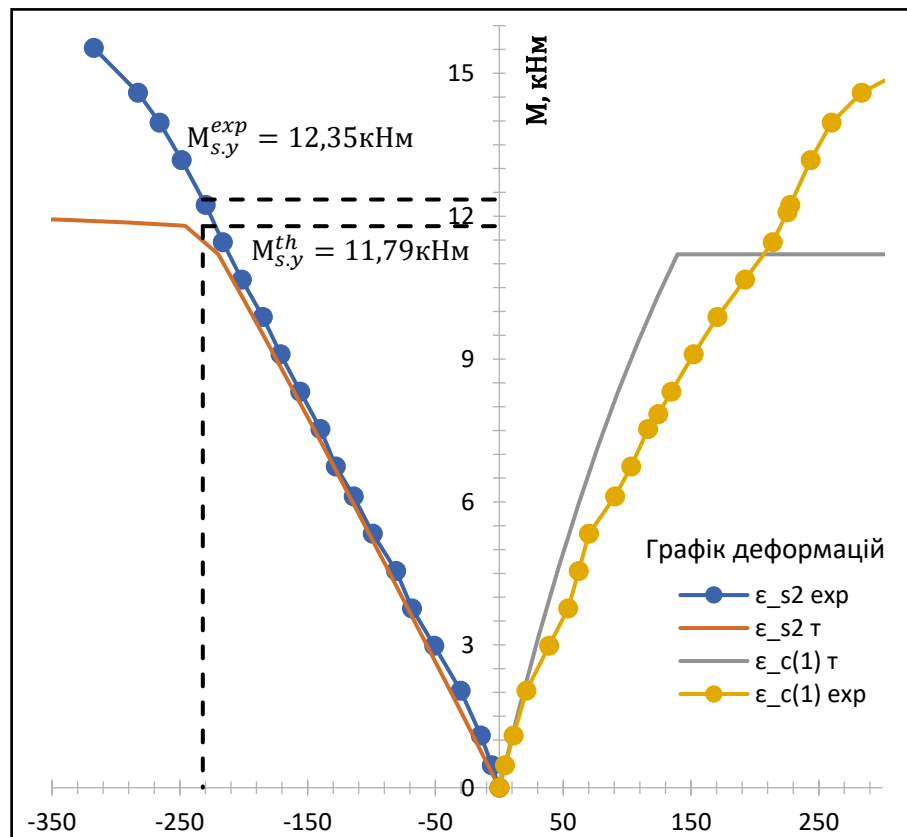


Рис. 4.16. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП 2.6.1-0-20

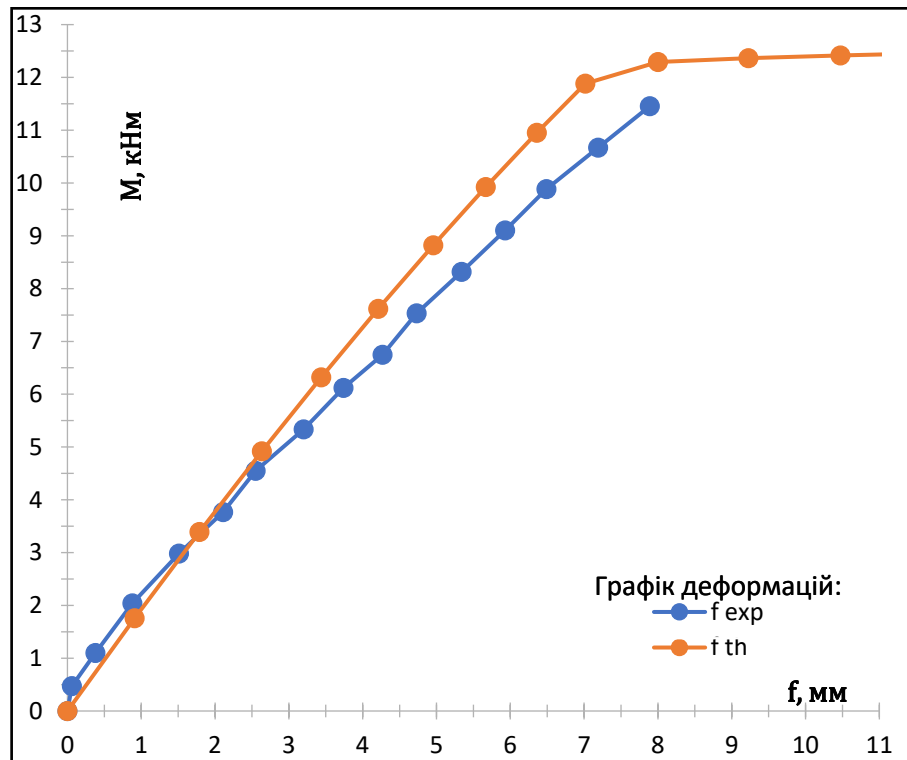


Рис. 4.17. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП 2.6.1-0-20

Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 11,79$  кН×м, експериментальне значення становить  $M_{s,y}^{exp} = 12,35$ кН×м, із заданням критерія досягненням деформацій арматури початку текучості  $\varepsilon_{s,y} = 232 \cdot 10^{-5}$  див. рис.4.16. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 16,09$  кН×м, руйнування елемента відбулось до досягнення граничних допустимих прогинів (рис.4.17). Недостатній поперечний переріз головного армування зразків БП 2.6.1-0-20, призвів до значного розкриття нормальних тріщин, із виключенням бетону із їх розвитку, це призвело до нелінійного впливу на зміну деформацій в найбільш стиснутій фібрі бетону (рис.4.16). Використання деформаційної моделі є задовільним, для визначення згинального моменту при якому відбудеться вичерпання несучої здатності, для зразків із недостатнім поперечним перерізом головного армуванням. При умові визначенням втрати несучої здатності критерієм початок текучості головного армування.

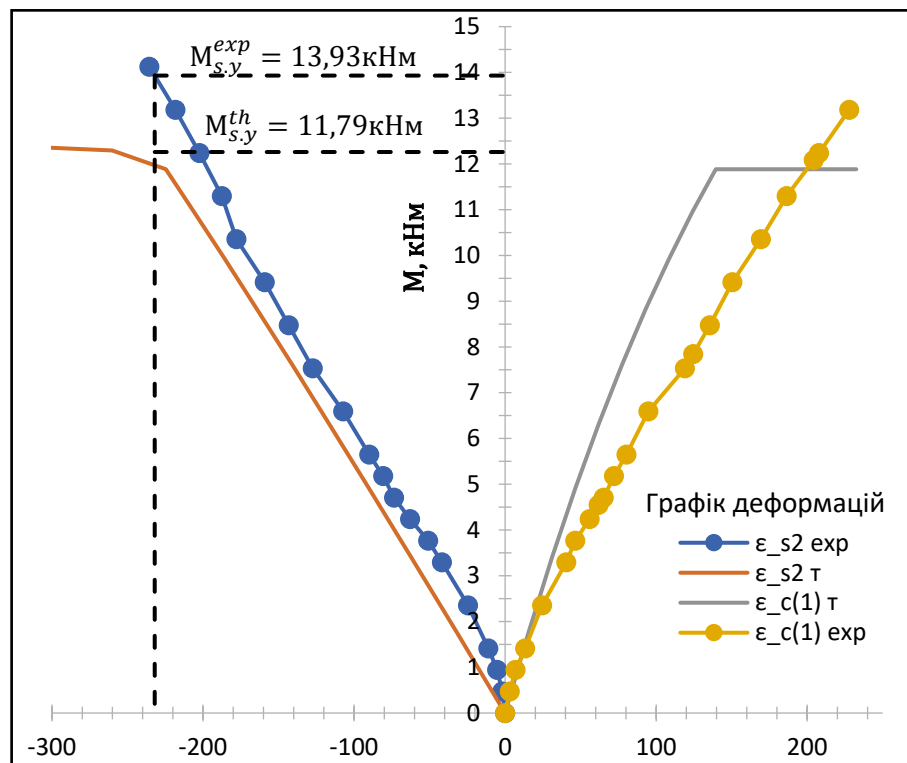


Рис. 4.18. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП 2.6.2-0-80

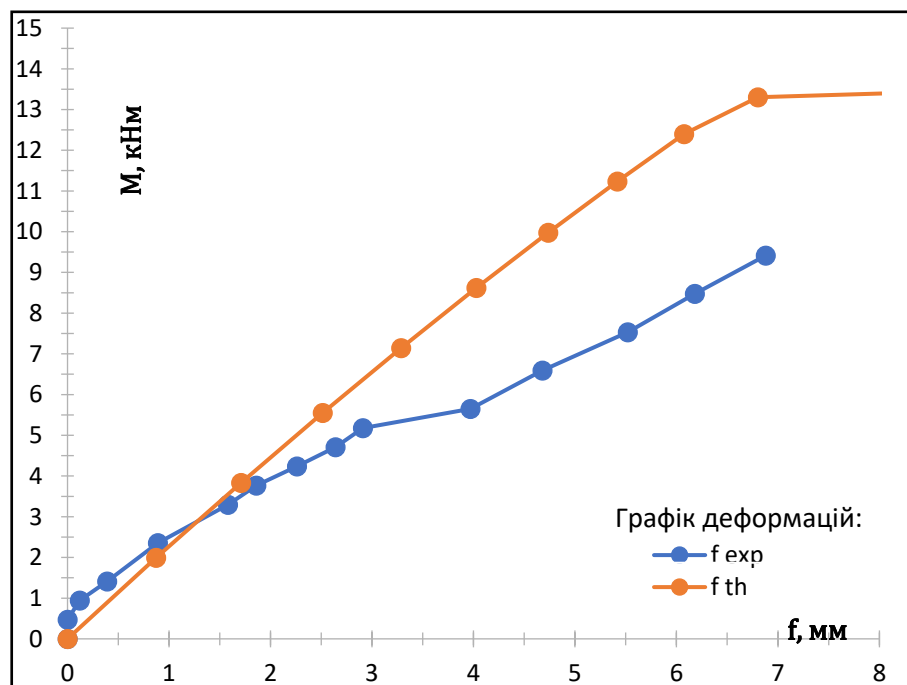


Рис. 4.19. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП 2.6.2-0-80

Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 11,79 \text{ кН}\times\text{м}$ , експериментальне значення становить

$M_{s,y}^{exp} = 13,93 \text{кН}\cdot\text{м}$ , із заданням критерія досягненням деформацій арматури початку текучості  $\varepsilon_{s,y} = 232 \cdot 10^{-5}$  див. рис.4.18. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить 15,37%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 13,62 \text{кН}\cdot\text{м}$ , руйнування елемента відбулось до досягнення граничних допустимих прогинів (рис.4.19). Пошкодження розмірами  $80 \times 30 \text{мм}$  має приріст несучої здатності в порівнянні із розмірами  $20 \times 30 \text{мм}$ , але і зростання прогинів в площині пошкодження (рис.4.18,19).

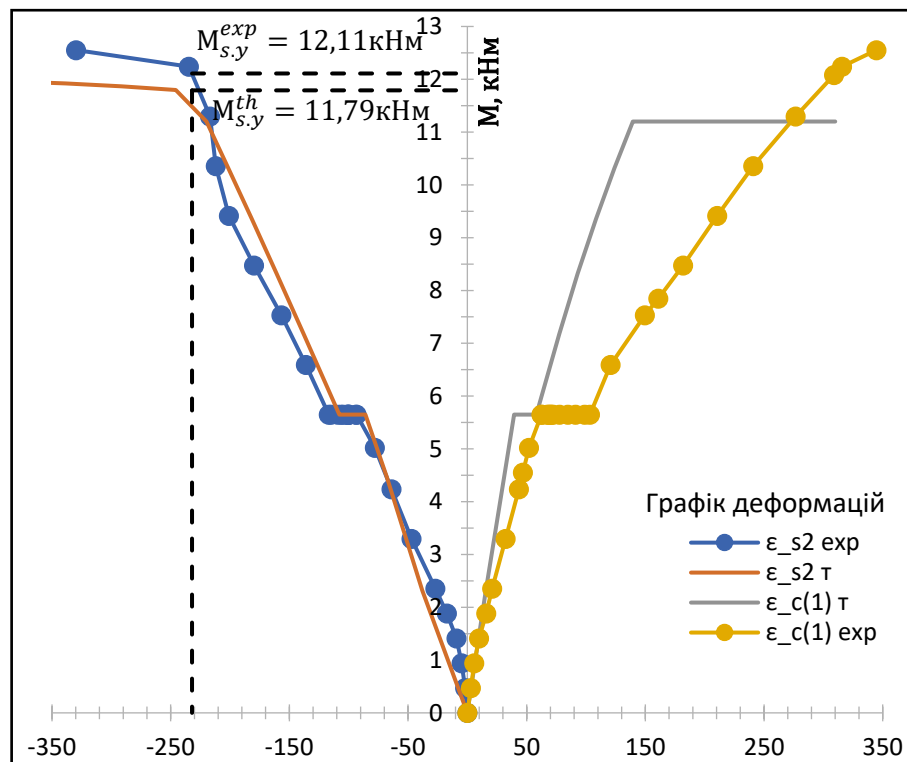


Рис. 4.20. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП 2.7.1-0,3-80

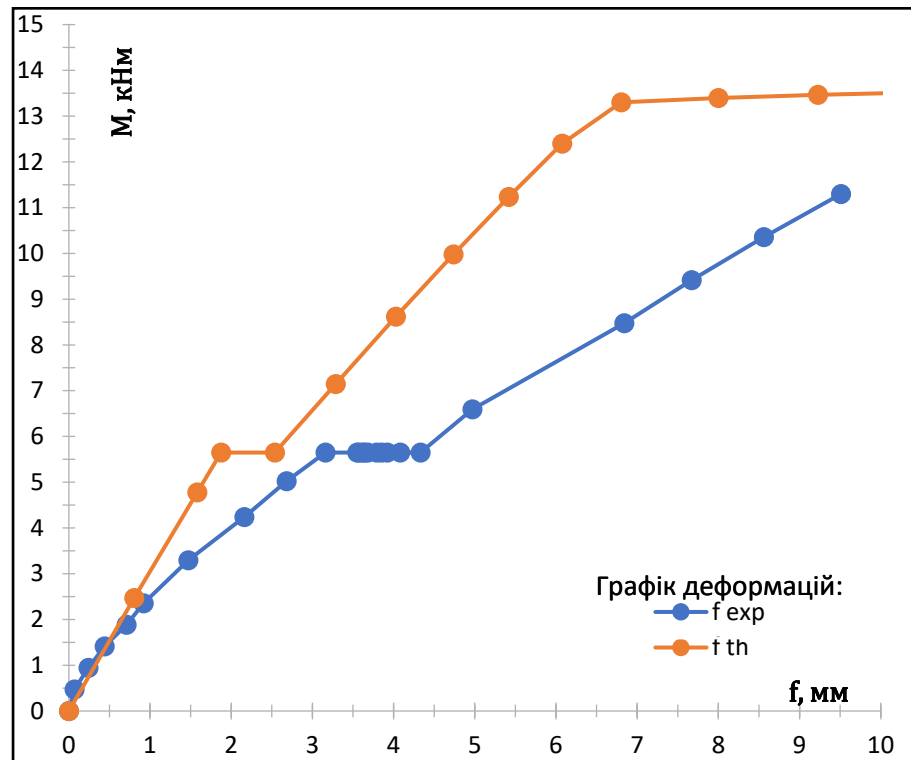


Рис. 4.21. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП 2.7.1-0,3-80

Пошкодження розмірами 80×30мм виконане при рівні 0,3  $M_{ult}$  контрольних зразків БК 2.5.1-0. Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{S,y}^{th} = 13,00$  кН×м, експериментальне значення становить  $M_{S,y}^{exp} = 11,61$ кН×м, із заданням критерія досягненням деформацій арматури початку текучості  $\varepsilon_{s,y} = 232 \cdot 10^{-5}$  див. рис.4.20. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить -11,97%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 16,09$ кН×м, руйнування елемента відбулось до досягнення граничних допустимих прогинів (рис.4.21). Пошкодження при 0,3  $M_{ult}$  має зниження несучої здатності, в порівнянні із виконаним пошкодженням при 0  $M_{ult}$  (рис.4.18...21).

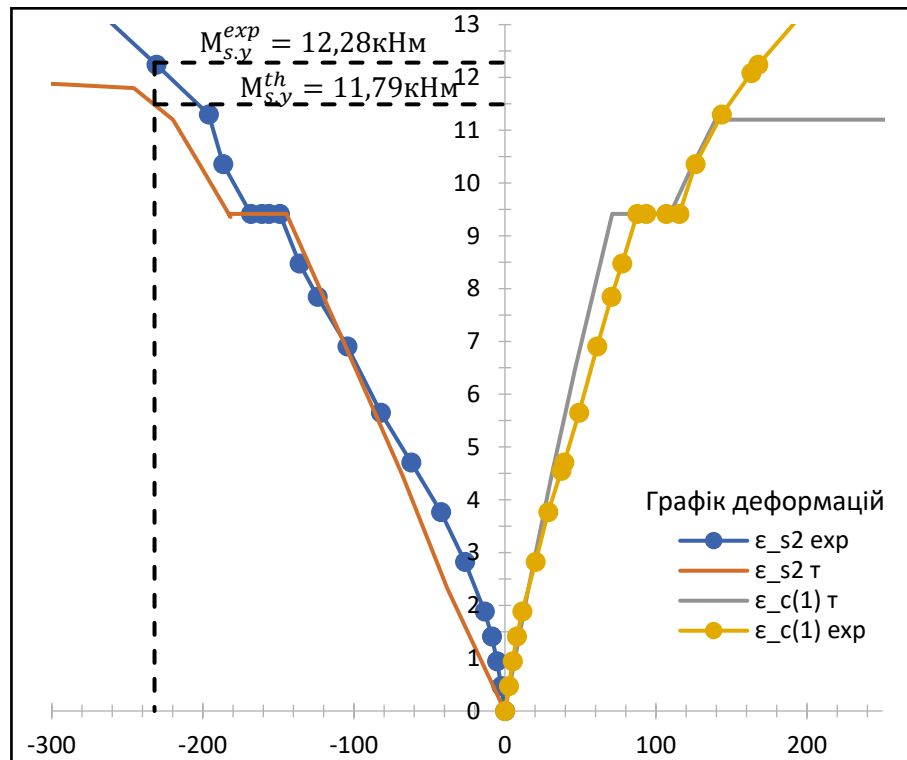


Рис. 4.22. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП 2.8.1-0,5-20

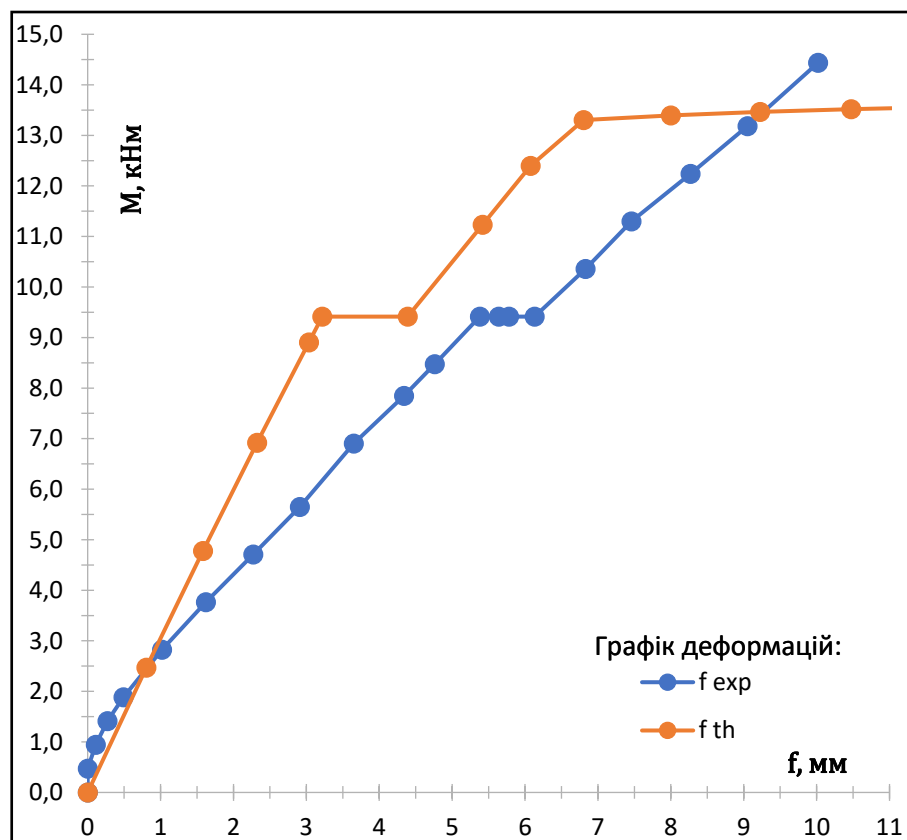


Рис. 4.23. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП 2.8.1-0,5-20

Пошкодження розмірами 20×30мм виконане при рівні 0,5  $M_{ult}$  контрольних зразків БК 2.5.1-0. Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 13,00$  кН×м, експериментальне значення становить  $M_{s,y}^{exp} = 11,38$ кН×м, із заданням критерія досягненням деформацій арматури початку текучості  $\epsilon_{s,y} = 232 \cdot 10^{-5}$  див. рис.4.22. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить 4,00%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 13,62$ кН×м, руйнування елемента відбулось до досягнення граничних допустимих прогинів (рис.4.23). Пошкодження при 0,5  $M_{ult}$  має зниження несучої здатності, в порівнянні із виконаним пошкодженням при 0  $M_{ult}$  (рис.4.20...23).

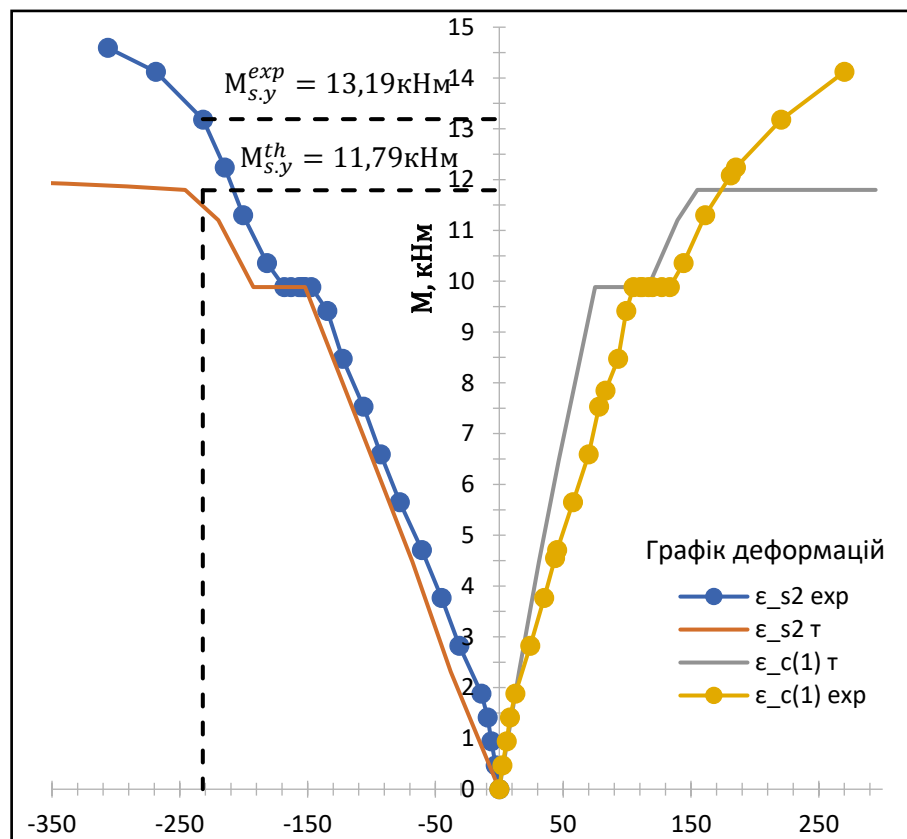


Рис. 4.24. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП 2.8.2-0,5-80

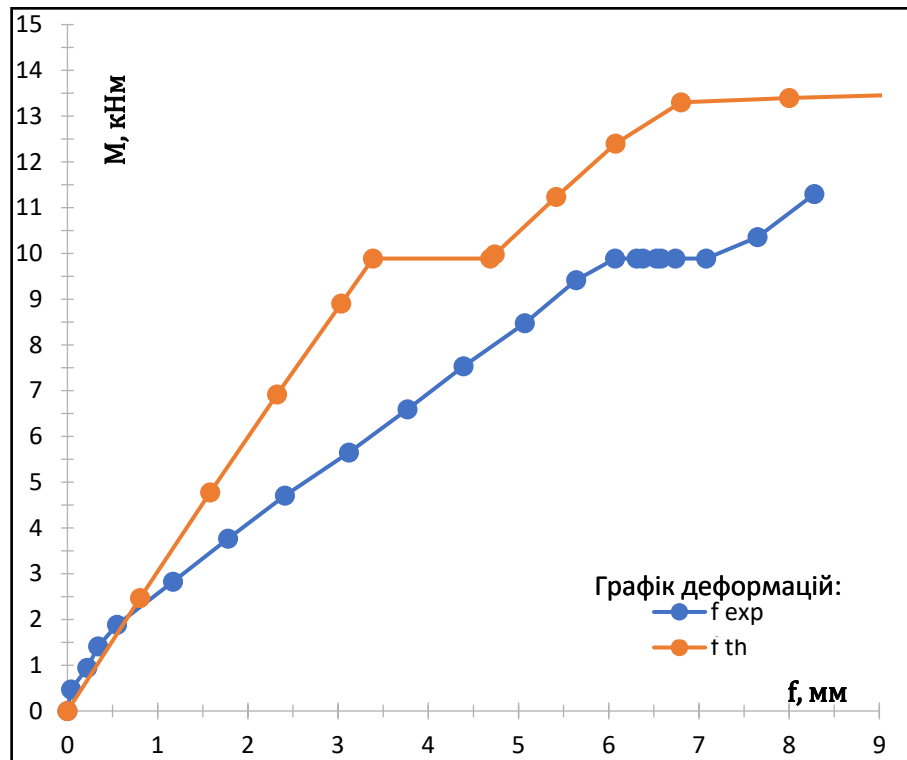


Рис. 4.25. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП 2.8.2-0,5-80

Пошкодження розмірами 80×30мм виконане при рівні 0,5  $M_{ult}$  контрольних зразків БК 2.5.1-0. Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{S,y}^{th} = 13,00$  кН×м, експериментальне значення становить  $M_{S,y}^{exp} = 13,19$ кН×м, із заданням критерія досягненням деформацій арматури початку текучості  $\varepsilon_{s,y} = 232 \cdot 10^{-5}$  див. рис.4.24. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить 1,73%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 16,09$ кН×м, руйнування елемента відбулось до досягнення граничних допустимих прогинів (рис.4.25). Пошкодження розмірами 80×30мм має приріст несучої здатності, в порівнянні із виконаним пошкодженням 20×30м (рис.4.22...25).



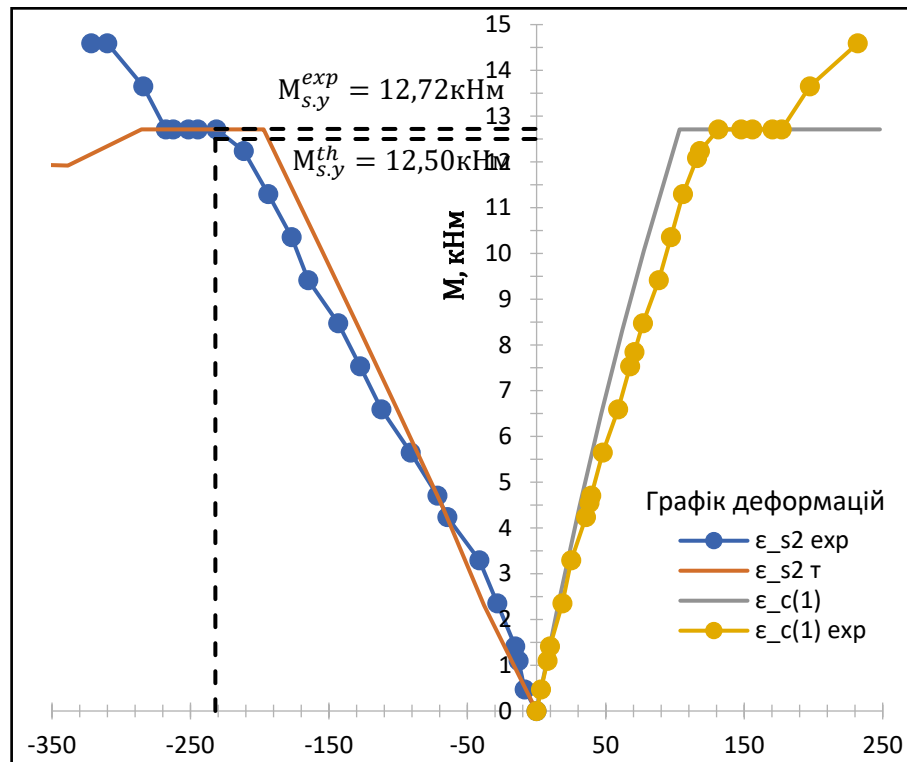


Рис. 4.26. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП 2.9.1-0,7-80

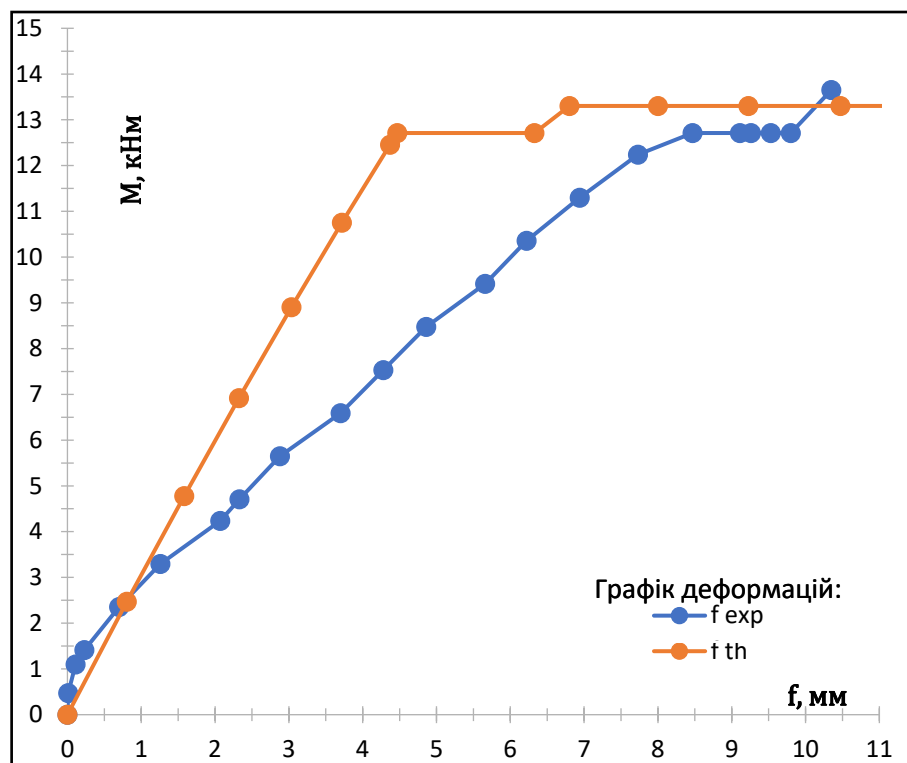


Рис. 4.27. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП 2.9.1-0,7-80

Пошкодження розмірами  $80 \times 30$  мм виконане при рівні  $0,7 M_{ult}$  контрольних зразків БК 2.5.1-0. Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного

розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 13,00 \text{ кН}\times\text{м}$ , експериментальне значення становить  $M_{s,y}^{exp} = 12,72 \text{ кН}\times\text{м}$ , із заданням критерія досягненням деформацій арматури початку текучості  $\varepsilon_{s,y} = 232 \cdot 10^{-5}$  див. рис.4.25. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить -2,59%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2 \text{ мм}$  в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 16,09 \text{ кН}\times\text{м}$ , руйнування елемента відбулось до досягнення граничних допустимих прогинів (рис.4.27). Пошкодження при  $0,7 M_{ult}$  має зниження несучої здатності, в порівнянні із виконаним ідентичним пошкодженням при  $0,5 M_{ult}$  (рис.4.24...27).

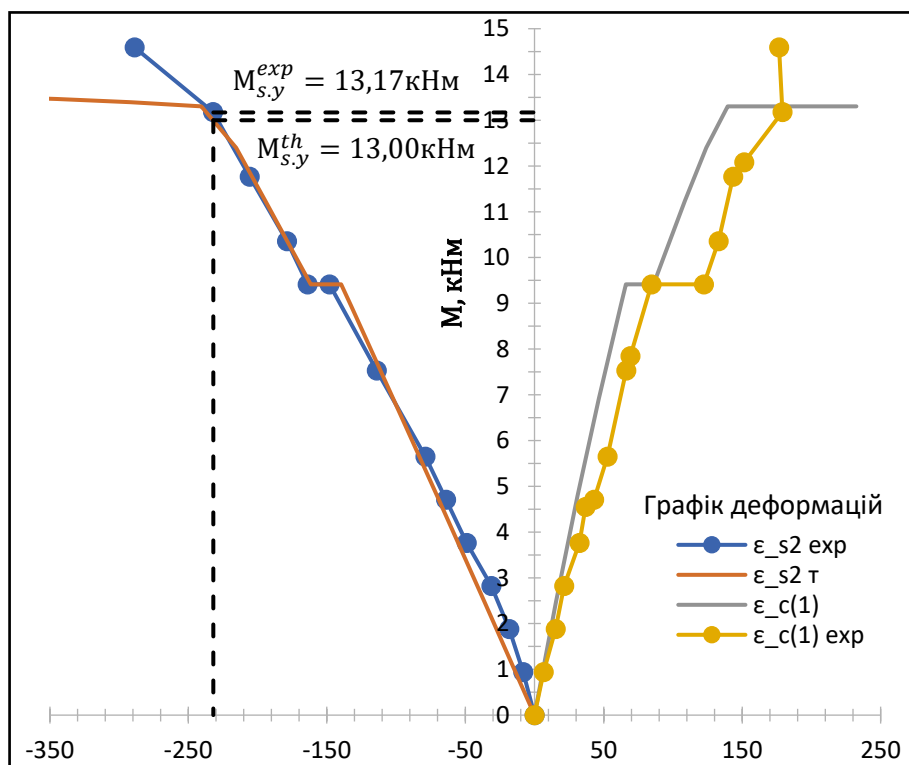


Рис. 4.28. Графік усереднених деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП 2.10.1-0,5-80

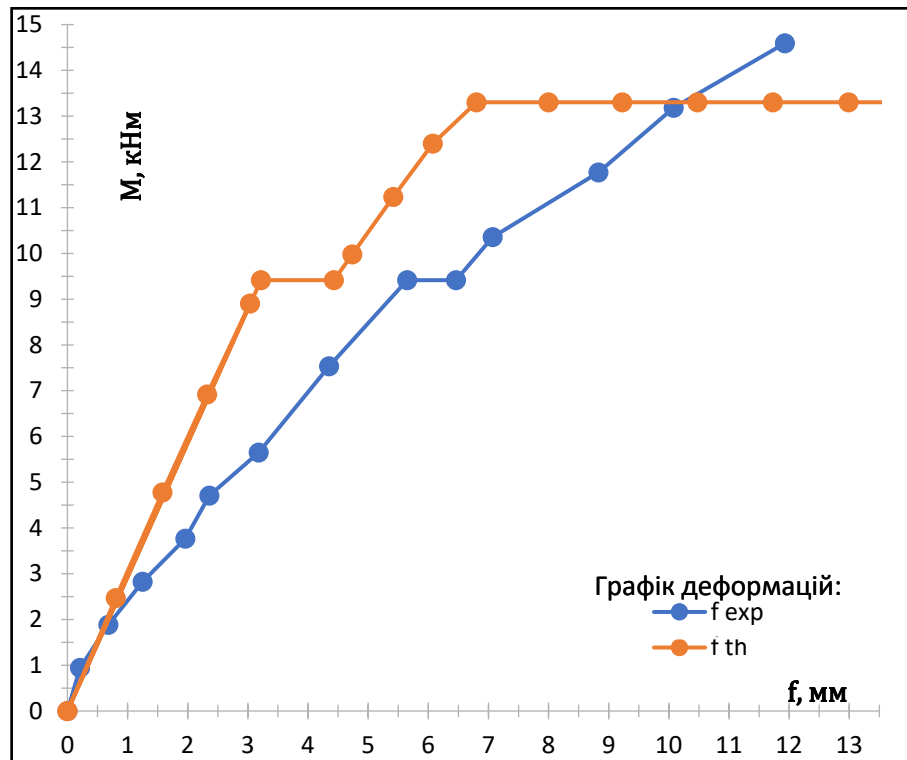


Рис. 4.29. Графік усереднених значень прогинів, теоретичного розрахунку (th) у порівнянні з експериментальним (exp) балок БП 2.10.1-0,5-80

Пошкодження розмірами 80×30мм виконане між центральним перерізом та точкою прикладання сили, при рівні 0,5  $M_{ult}$  контрольних зразків БК 2.5.1-0. Вичерпання несучої здатності при виконання теоретичного розрахунку становить  $M_{s,y}^{th} = 13,00$  кН×м, експериментальне значення становить  $M_{s,y}^{exp} = 13,17$ кН×м, із заданням критерія досягненням деформацій арматури початку текучості  $\varepsilon_{s,y} = 232 \cdot 10^{-5}$  див. рис.4.24. Відсоткове відхилення теоретичного та експериментального значення вичерпання несучої здатності становить 1,45%. Досягнення граничних допустимим прогинів  $f=14,2$  мм в теоретичному розрахунку відбулось при  $M_{lim}^{th} = 13,62$ кН×м, руйнування елемента відбулось до досягнення граничних допустимих прогинів (рис.4.25). Пошкодження розмірами 80×30мм зі зміщенням демонструє найменший негативний вплив на несучу здатність при рівні навантаження виконання пошкодження 0,5  $M_{ult}$ .

Таблиця 4.1

**Міцність балок за критерієм досягнення граничних деформацій  
текучості робочої розтягнутої арматури (вичерпання несучої здатності)**

Шифр зразка	Момент, що відповідає граничним деформаціям основної арматури (вичерпання несучої здатності), кН·м		Відхилення експериментального значення від теоретичного, %
	Експериментальне $M_s^{exp}$	Теоретичне $M_s^{th}$	
БК 1.1.1-0	22,20	21,34	4,03
БП 1.1.2-0-20	17,12	16,09	6,02
БП 1.2.1-0,3-20	17,99	16,09	10,57
БП 1.3.1-0,5-20	17,02	16,09	5,47
БП 1.3.2-0,5-80	16,96	16,09	5,13
БП 1.4.1-0,7-20	18,30	17,11	6,51
БК 2.5.1-0	14,84	14,54	2,03
БП 2.6.1-0-20	12,35	11,79	4,54
БП 2.6.2-0-80	13,93	11,79	15,37
БП 2.7.1-0,3-80	12,11	11,79	2,65
БП 2.8.1-0,5-20	12,28	11,79	4,00
БП 2.8.2-0,5-80	13,19	11,79	10,62
БП 2.9.1-0,7-80	12,72	12,50	1,73
БП 2.10.1-0,5-80	13,17	11,79	10,48

Використання деформаційної моделі є доцільне з метою визначення моменту вичерпання несучої здатності згинаних залізобетонних елементів прямокутного перерізу, із отриманим пошкодженням 0...80мм в стиснутій зоні бетону за дії навантаження 0...0,7  $M_{ult}$ . Найбільше відхилення  $M_{s,y}^{th}$  та  $M_{s,y}^{exp}$  є БП 1.1.2-0-20% при виконанні пошкодження при 0,3  $M_{ult}$  контрольного зразка (табл.4.1). Але рекомендовано використовувати деформаційну модель розрахунку згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [], не вище значення 0,7  $M_{ult}$ .

Результати порівняння експериментального та теоретичного значення вичерпання несучої здатності елемента (критерієм слугувало досягнення деформацій із початком текучості головної арматури) є задовільними, які не перевищують допустимого відхилення.

Таблиця 4.2

### Міцність балок по критерію досягнення граничних прогинів

Шифр зразка	Момент, що відповідає граничним прогинам, кН×м		Відхилення експериментального значення від теоретичного, %
	Експериментальне $M_{lim}^{exp}$	Теоретичне $M_{lim}^{th}$	
БК 1.1.1-0	23,25	22,7	2,43
БП 1.1.2-0-20	18,23	16,1	13,23
БП 1.2.1-0,3-20	-	16,1	-
БП 1.3.1-0,5-20	-	16,1	-
БП 1.3.2-0,5-80	17,46	16,1	8,45
БП 1.4.1-0,7-20	20,37	17,11	19,06
БК 2.5.1-0	14,22	15,23	-6,63

Теоретичний розрахунок досягнення граничних прогинів для контрольних зразків БК 1.1.1-0 та БК 2.5.1-0 без пошкодження бетону демонструють меншу деформативність в порівнянні із експериментальними результатами в межах 1,48...6,63%, дана збіжність є задовільна. Зразки БП 1.1.2-0-20, БП 1.3.2-0,5-80 та БП 1.4.1-0,7-20 демонструють більшу деформативність теоретичних результатів в порівнянні із теоретичними в межах 8,45...19,06%. Теоретичний розрахунок для зразків БП 1.1.2-0-20 та БП 1.3.2-0,5-80 має задовільну збіжність. Зразки БП 1.4.1-0,7-20 в яких пошкодження виконувалось із досягненням фізичної межі текучості арматури демонструють незадовільну збіжність, це обумовлено поєднання значної кількості факторів (лінійного зниження робочої висоти перерізу під дією навантаження, зростання деформативності головної арматури під час виконання пошкодження, розкриття нових тріщин та поширення існуючих внаслідок зростання деформативності арматури). Експериментальні зразки в 1-ї серії БП 1.2.1-0,3-20 та БП 1.3.1-0,5-20 зруйнувалися до досягнення граничних прогинів. Зразки 2-ї серії в яких виснувалось пошкодження бетону за дії навантаження  $0...0,7 M_{ult}$  зруйнувалися до досягнення граничних прогинів, що унеможлиблює їх порівняння на даному етапі.

З метою порівняння теоретичних та експериментальних результатів розрахунку зміни прогинів від згинального моменту, для зразків двох серії з

виконаним пошкодженням за дії навантаження  $0...0,7 M_{ult}$  виконано порівняння прогинів при вичерпанні несучої здатності див. табл.4.3.

Таблиця 4.3

**Прогини балок за критерієм досягнення граничних деформацій  
текучості робочої розтягнутої арматури (вичерпання несучої здатності)**

Шифр зразка	Прогин при вичерпанні несучої здатності, мм		Відхилення експериментального значення від теоретичного, %
	Експериментальне $f_s^{exp}$	Теоретичне $f_s^{th}$	
БП 1.1.2-0-20	10,98	10,1	8,72
БП 1.2.1-0,3-20	10,46	10,1	3,57
БП 1.3.1-0,5-20	12,83	10,1	27,03
БП 1.3.2-0,5-80	12,5	10,1	23,77
БП 1.4.1-0,7-20	13,3	12,16	9,38
БП 2.6.1-0-20	8,81	7,63	34,3
БП 2.6.2-0-80	10,91	7,63	15,47
БП 2.7.1-0,3-80	9,75	7,63	42,99
БП 2.8.1-0,5-20	7,54	7,63	33,95
БП 2.8.2-0,5-80	9,55	7,63	8,92
БП 2.9.1-0,7-80	9,81	12,18	25,17
БП 2.10.1-0,5-80	10,07	7,63	-19,45

Деформаційна модель розрахунку використовує білінійні діаграми фізико-механічних характеристик матеріалів, що не дає врахування нелінійності матеріалів. Це значно знижує точність розрахунку на проміжних етапах роботи елемента, оскільки деформативність композитних матеріалів має складні нелінійні залежності. Доцільно використовувати деформаційну модель для зразків не пошкоджених без наявності пошкодження арматури, або з пошкодженням до дії навантаження. Відхилення теоретичного та експериментального значення прогину при якому відбулось вичерпання несучої здатності, варіється в діапазоні  $-19,45...42,99\%$  для елементів пошкоджених за дії навантаження  $0...0,7 M_{ult}$ . Слід зазначити що всі пошкодженні взірці мають більші експериментальні значення деформативність в момент вичерпання несучої здатності в порівнянні теоретичними. Задовільна збіжність при порівнянні прогинів в момент вичерпання несучої здатності є для дослідних

взірців БП 1.1.2-0-20, БП 1.2.1-0,3-20, БП 1.4.1-0,7-20 та БП 2.8.1-0,5-20. В інших випадках використання білінійних фізико-механічних характеристик матеріалів не дає задовільної збіжності. Відповідно для практичного застосування в даних випадках є необхідність використання нелінійних фізико-механічних характеристик для досягнення необхідної збіжності, із виконанням розрахунку із значним зростанням кількості етапів в яких відбуватиметься зміна вхідних даних.

#### Висновок з розділу 4.

1. Порівняння теоретичних та експериментальних результатів демонструють доцільність використання розрахунку за деформаційної моделі згідно діючих норм, для визначення моменту вичерпання несучої здатності згинаних залізобетонних елементів прямокутного перерізу із отриманим пошкодженням розмірами 20 мм та 80 мм при рівні навантаження 0,0.3,0.5,0.7  $M_{ult}$  (за якого здійснювалось пошкодження). Із використанням запропонованої методики згідно чинних норм, в якій на першому етапі виконується розрахунок до виконання пошкодження в бетоні що працює на стиск, в другому етапі виконується розрахунок при виконанні пошкодження та при подальшому зростанні навантаження.

2. Залізобетонні балки із головною арматурою  $\varnothing 14A500C$  демонструють відхилення несучої здатності експериментальних відносно теоретичних результатів в межах 4,03...10,57%, для зразків пошкоджених при 0,5  $M_{ult}$ , в таких випадках відхилення в межах 5,47...5,13%, із пошкодженням в варіюванням ширини пошкодження 20 мм та 80 мм. Вплив варіювання ширини пошкодження в стиснутій зоні бетону на несучу здатність не суттєвий, оскільки він перевищує 1% (що є в межах похибки)

3. Максимальні відхилення теоретичних та експериментальних результатів моменту вичерпання несучої здатності для взірців 1-ї серії є при початку ( $\sigma_{ctd} = f_{ctd}$  і початку  $\sigma_{ctd} > f_{ctd}$ ) та закінченні (зростання деформативності армування із досягненням текучості) II стадії напружено-деформованого

стану дослідних зразків. При пошкодженні за  $0,3 M_{ult}$  (відхилення становило 10,57%) та  $0,7 M_{ult}$  (відхилення становило 6,51%), результати показують задовільну збіжність.

4. Дослідні взірці 2-ї серії із головною арматурою  $\varnothing 12A500C$  демонструють відхилення несучої здатності експериментальних відносно теоретичних результатів в межах 1,73...15,37%. Вплив варіювання ширини пошкодження в стиснутій зоні бетону на несучу здатність в 2-ї серії, при порівнянні результатів експериментальних відносно теоретичних дає в має діапазон 4,54...15,37% при  $0 M_{ult}$  та 4,00...10,62% при  $0,5 M_{ult}$ . Віконне пошкодження зі зміщенням від центрального перерізу не впливає суттєво на несучу здатність в порівнянні із ідентичним пошкодженням в центральному перерізі, а але впливає на деформативність та руйнування елемента.

5. Контрольні взірці обох серій мають задовільну збіжність згинального моменту при якому досягненні допустимі прогини експериментальних та теоретичних результатів яка не перевищує 6,63%. Взірці БП 1.1.2-0-20 та БП 1.3.2-0,5-80 мають задовільне відхилення, що не перевищує 13,23%. Взірці БП 1.4.1-0,7-20 мають незадовільне відхилення, в яких пошкодження виконувалось із досягненням фізичної межі текучості арматури демонструють незадовільну збіжність, це обумовлено поєднання значної кількості факторів (лінійного зниження робочої висоти перерізу під дією навантаження, зростання деформативності головної арматури під час виконання пошкодження, розкриття нових тріщин та поширення існуючих внаслідок зростання деформативності арматури).



## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В дисертаційній роботі вирішено актуальну науково-прикладну задачу щодо визначення несучої здатності та деформативності згинальних залізобетонних елементів, які отримали пошкодження стиснутого бетону при дії навантаження різного рівня інтенсивності, а також методики їх розрахунку на основі проведених комплексних експериментально-теоретичних досліджень. Основними висновками, які відображають результати дисертаційної роботи, є такі:

1. При аналізі наукових джерел встановлено, що є незначна кількість досліджень пошкодження стиснутого бетону, є багато нерозкритих питань впливу пошкодження за дії навантаження. Особливо є актуальне дане питання для згинаних залізобетонних елементів з розкриттям питання впливу на напружено – деформованого стан при отриманні пошкодження за рівня навантаження.

2. Розроблено програму та методику експериментальних досліджень залізобетонних балок з пошкодженнями бетону в стиснутій зоні за дії навантаження, із варіюванням рівня навантаження при якому здійснювалось пошкодження та ширини пошкодження.

3. Пошкодження бетону в стиснутій зоні, точкового або розподіленого типу із висотою пошкодження 30 мм призводить до втрати несучої здатності згинаним залізобетонним елементом прямокутного перерізу при робочою арматурою  $\varnothing 14A500C$  в діапазоні 11,58...23,60%, із врахуванням варіювання рівня навантаження при якому здійснюється пошкодження.

4. Найбільше зниження несучої здатності залізобетонного елемента із робочою арматурою  $\varnothing 14A500C$  відбувається при виконанні пошкодження за рівні навантаження  $0,5 M_{ult}$ , в залежності від варіювання шириною пошкодження зниження несучої здатності є в діапазоні 23,33...23,60%. Основним фактором впливу на несучу здатність залізобетонного елемента при виконанні пошкодження за дії навантаження, є рівень навантаження. Вплив на несучу здатність виконання пошкодження за дії навантаження, відносно елемента

пошкодженого до дії навантаження варіюється в діапазоні 0,93...-14,66% в залежності від рівня навантаження виконання пошкодження. Вплив варіювання ширини пошкодження в стиснутій зоні бетону на несучу здатність, не перевищує 1%.

5. Вплив варіювання типу пошкодження в стиснутій зоні бетону та рівня навантаження для згинаних залізобетонних елементів із робочою арматурою  $\varnothing 12A500C$  є зниження в діапазоні 6,13...18,39%. Аналіз отриманих результатів демонструє, що пошкодження виконанні розподільним типом мають приріст несучої здатності відносно точкового типу в діапазоні 12,8...15,91%, в залежності від рівня навантаження при якому виконувалось пошкодження.

6. Прогини залізобетонних балок без пошкоджених та з пошкодженням виконаним до дії навантаження мають близьке до лінійного зростання із зміною інтенсивності при появі тріщин. В зразків пошкоджених при рівні навантаження 0,3; 0,5  $M_{ult}$  відбувається значне зростання прогину при виконанні, із досягненням прогинів зразків пошкоджених до дії навантаження.

7. Порівняння теоретичних та експериментальних результатів демонструють доцільність використання розрахунку за деформаційної моделі згідно діючих норм, для визначення моменту вичерпання несучої здатності згинаних залізобетонних елементів прямокутного перерізу із отриманим пошкодженням розмірами 20 мм та 80 мм при рівні навантаження 0,0.3,0.5,0.7  $M_{ult}$  (за якого здійснювалось пошкодження). Із використанням запропонованої методики згідно чинних норм, в якій на першому етапі виконується розрахунок до виконання пошкодження в бетоні, що працює на стиск, в другому етапі виконується розрахунок при виконанні пошкодження та при подальшому зростанні навантаження.

8. Залізобетонні балки із головною арматурою  $\varnothing 14A500C$  демонструють відхилення несучої здатності експериментальних відносно теоретичних результатів в межах 4,03...10,57% для зразків пошкоджених при 0,5  $M_{ult}$ , в таких випадках відхилення в межах 5,47...5,13%, із пошкодженням в варіюванням ширини пошкодження 20 мм та 80 мм. Вплив варіювання ширини пошкодження

в стиснутій зоні бетону на несучу здатність не суттєвий, оскільки він перевищує 1% (що є в межах похибки)

9. Максимальні відхилення теоретичних та експериментальних результатів моменту вичерпання несучої здатності для зрізців 1-ї серії є при початку ( $\sigma_{ctd} = f_{ctd}$  і початку  $\sigma_{ctd} > f_{ctd}$ ) та закінченні (зростання деформативності армування із досягненням текучості) II стадії напружено-деформованого стану дослідних зразків. При пошкодженні за  $0,3 M_{ult}$  (відхилення становило 10,57%) та  $0,7 M_{ult}$  (відхилення становило 6,51%), результати показують задовільну збіжність.

10. Дослідні зрізці 2-ї серії із головною арматурою  $\varnothing 12A500C$  демонструють відхилення несучої здатності експериментальних відносно теоретичних результатів по модулю в межах 1,73...15,37%. Вплив варіювання ширини пошкодження в стиснутій зоні бетону на несучу здатність в 2-ї серії, при порівнянні результатів експериментальних відносно теоретичних дає в має діапазон 4,54...15,37% при  $0 M_{ult}$  та 4,00...10,62% при  $0,5 M_{ult}$ . Виконання пошкодження зі зміщенням від центрального перерізу не впливає суттєво на несучу здатність в порівнянні із ідентичним пошкодженням в центральному перерізі, а але впливає на деформативність та руйнування елемента.

11. Контрольні зрізці обох серій мають задовільну збіжність згинального моменту при якому досягненні допустимі прогини експериментальних та теоретичних результатів яка не перевищує 6,63%. Зрізці БП 1.1.2-0-20 та БП 1.3.2-0,5-80 мають задовільне відхилення, що не перевищує 13,23%. Зрізці БП 1.4.1-0,7-20 мають незадовільне відхилення, в яких пошкодження виконувалось із досягненням фізичної межі текучості арматури демонструють незадовільну збіжність, це обумовлено лінійного зниження робочої висоти перерізу під дією навантаження, зростання деформативності головної арматури під час виконання пошкодження, розкриття нових тріщин та поширення існуючих внаслідок зростання деформативності арматури.

12. Визначені за запропонованою методикою прогини залізобетонних балок із задовільною збіжністю узгоджуються з експериментальними даними для

згинаних залізобетонних елементів які не досягають граничних прогинів в момент руйнації. (додати що меншій теоретичний розрахунок)

13. В цілому, аналіз отриманих результатів теоретичних досліджень та їх задовільна збіжність із експериментальними даними дозволяє використовувати запропоновану методику на базі деформаційної моделі для розрахунку залізобетонних згинальних конструкцій з пошкодженнями бетону в стиснутій зоні, отриманими за дії навантаження.

### СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. RILEM TECHNICAL COMMITTEES: Damage classification of concrete structures. The state of the art report of RILEM Technical Committee 104-DCC activity, Materials and Structures / Matg'riaux et Constructions, 1991, pp. 24, 253-259
2. Є. В. Клименко До питання вивчення роботи стиснутих пошкоджених залізобетонних елементів круглого перерізу / Є. В. Клименко, М. Орешкович // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. - 2013. - № 755. - С. 173-178.
3. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Востановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий: атлас схем и чертежей/ Томск. – Том. ун-т, 1990. – 456 с
4. Воскобійник О.П. Типологічне порівняння дефектів та пошкоджень залізобетонних, металевих та сталезалізобетонних балкових конструкцій / О.П. Воскобійник // Вісник національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. – 2010. – №662. – С. 97-103.
5. Є. В. Клименко Влияние поврежденности на прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов/ Е. В. Клименко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. - 2012. - Вип. 51. - С. 175-180
6. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-

- 07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с. – (Національний стандарт України).
7. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – [Чинні від 1997-11-27] – К.: Держ. комітет буд-ва, архіт. та житлової політики України, Держнаглядохоронпраці України, 1997. – 145 с
  8. Техническая диагностика. Термины и определения. ГОСТ 20911-89. – [Чинний від 1991-01-01]. – М.: ГК СССР по управлению качеством продукции и стандартами. – 1989. – 132 с.
  9. Степова О.В. Методика розрахунку втрати площі перерізу при корозії арматури в нормальній тріщині балкових залізобетонних конструкцій / О.В. Степова //Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр.– Рівне, 2011.Вип. 21.- С. 346 – 352.
  10. Павліков А.М., Бойко, О.В. Визначення кута нахилу нейтральної лінії в перерізах косозігнутих залізобетонних елементів з урахуванням нелінійних властивостей бетону на основі діаграм його стану /А.М. Павліков, О.В. Бойко //Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр.– Рівне, 2011.Вип. 21.- С. 264 – 269.
  11. Клименко Е. В. Остаточная несущая способность поврежденных железобетонных балок таврового профиля / Е. В. Клименко, Е. С. Чернева, Н. Д. Король, Мохаммед Исмаел Арез, И. В. Антонишина // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. - 2014. - Вип. 54. - С. 159-163.
  12. Є.В. Клименко, О.С. Чернева, О.Д. Довгань, Арез Мохаммед Исмаел Вплив факторів пошкоджених таврових балок на величину їх руйнівного навантаження / Міжвузівський збірник "НАУКОВІ НОТАТКИ". Луцьк – 2013 – № 43. – С. 94-97.
  13. Вознесенский В.А. Статические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях / Вознесенский В.А. – 2-е изд., испр. и доп. – М: Финансы и статистика, 1981. – 215 с.

14. Москвин В.М. Коррозия бетонных и железобетонных конструкций / В.М.Москвин, Ф.М. Иванов, С.Н.Алексеев, Е.А.Алексеев / Под ред. В.М. Москвина. – М.: Стройиздат, 1980. - 536 с
15. Москвин В.М., Михальчук П.А., Толеков А. Прочность, деформативность и коррозионная стойкость бетонов, пропитанных нефтеполимерными смолами // Изучение стойкости железобетона в агрессивных средах. - М. - 1980. - С. 44-53.
16. C. Fu, N. Jin, H. Ye, X. Jin, W. Dai, Corrosion characteristics of a 4-year naturally corroded reinforced concrete beam with load-induced transverse cracks //Corros. Sci. – 117 – 2017 – 11–23.
17. Wawrusiewicz A.: Ocena stanu korozyjnego zbrojenia betonowych obiektów mostowych w ciągu autostrady. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 1997, 59-66.
18. G. Malumbela, M. Alexander, P. Moyo, Steel corrosion on RC structures undersustained service loads // Eng. Struct – 31 (11) – 2009 – 2518–2525.
19. Kubicki J., Zybura A.: Wpływ korozji stali zbrojeniowej na trwałość konstrukcji żelbetowych. Ochrona przed Korozją, 6. – 1998 – 154-161.
20. 198. Y. Ballim, J. Reid, A. Kemp, Deflection of RC beams under simultaneous load and steel corrosion// Mag. Concr. Res. – 53 (3) – 2001 – 171–181.
21. . Глагола І.І., Лучко Й.Й., Ковчик С.Є. До питання корозії бетону і залізобетону та їх захисту. //Вісник НУ “Львівська політехніка”. Теорія і практика будівництва. 2002. –№441. –С. 34–39.
22. Хміль Р. Є. Напружено-деформований стан залізобетонних балок, пошкоджених агресивним середовищем / Р. Є. Хміль, Р. В. Вашкевич, З. Я. Бліхарський // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". – 2009. – № 655 : Теорія і практика будівництва. – С. 278–285.
23. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
24. . З. Я. Бліхарський, Р. Є. Хміль, Р. В. Вашкевич, Я. З. Бліхарський Напружено-деформований стан залізобетонних балок з місцевими

- корозійними пошкодженнями / Вісник Національного університету "Львівська політехніка". – 2011. – № 697 : Теорія і практика будівництва. – С. 36–41.
25. C. Fu, H. Ye, X. Jin, D. Yan, N. Jin, Z. Peng, Chloride penetration into concrete damaged by uniaxial tensile fatigue loading // *Constr. Build. Mater.* – 125 – 2016 – 714–723.
  26. C. Fu, X. Jin, H. Ye, N. Jin, Theoretical and experimental investigation of loading effects on chloride diffusion in saturated concrete // *J. Adv. Concr. Technol.* – 13 (1) – 2015 – 30–43.
  27. Emmons P.H., Vaysburd A.M., McDonald J.E.: Long-term durability of concrete repairs under severe environments. *Proceedings of the International Conference on Concrete under Severe Conditions CONSEC'95,-1995- vol. I,* 708-717.
  28. H. Ye, C. Fu, N. Jin, X. Jin, Influence of flexural loading on chloride ingress in concrete subjected to cyclic drying-wetting condition // *Comput. Concr.* – 15 (2) – 2015 – 183–198.
  29. H. Ye, N. Jin, X. Jin, C. Fu, Model of chloride penetration into cracked concrete subject to drying–wetting cycles // *Constr. Build. Mater.* – 36 – 2012 – 259–269.
  30. H. Ye, X. Jin, C. Fu, N. Jin, Y. Xu, T. Huang, Chloride penetration in concrete exposed to cyclic drying-wetting and carbonation // *Constr. Build. Mater.* – 112 – 2016 – 457–463.
  31. Алексеев С.Н. Проблемы нормирования защиты конструкций от коррозии // *Бетон и железобетон.* - 1988. - №11. - С. 21-22.
  32. Алексеев С.Н., Васильев С.Г. Составы для пропитки бетона с целью защиты арматуры от коррозии // *Коррозионостойкие бетоны и железобетонные конструкции.* – М.: НИИЖБ. - 1981. - С. 75-81.
  33. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шисель П. Долговечность железобетона в агрессивных средах. – М., 1990 – 316 с.

34. Вербицкий Г.П. Прочность и долговечность бетона в водной среде. – М. – 1976. – 128с.
35. Москвин В.М. Коррозия бетонных и железобетонных конструкций / В.М.Москвин, Ф.М. Иванов, С.Н.Алексеев, Е.А.Алексеев / Под ред. В.М. Москвина. – М.: Стройиздат, 1980. - 536 с.
36. Москвин В.М., Михальчук П.А., Толеков А. Прочность, деформативность и коррозионная стойкость бетонов, пропитанных нефтеполимерными смолами // Изучение стойкости железобетона в агрессивных средах. - М. - 1980. - С. 44-53.
37. Агаджанов В.И. Потери от коррозии строительных конструкций и экономическая эффективность способов защиты // Коррозионная стойкость бетона и стальной арматуры. – М.: НИИЖБ. – 1974. – С. 171-175.
38. Андреюк Е.И. Микробная коррозия и ее возбудители. – К.: Наукова думка, 1980. – 111с.
39. Бабушкин В.Й. Влияние сульфида железа на стойкость к коррозии третьего вида // Бетон и железобетон. – 1990. - №10. – С.41-43.
40. Гасенко А. В. Чисельні дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних ребристих плит покриття / А. В. Гасенко, В. А. Кириченко, О. А. Крупченко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво. – 4(1) – 2013 – С. 78-83.
41. Иванов Ф.М., Розенталь Н.К. Оценка агрессивности среды и прогнозирование долговечности подземных конструкций // Изв. вузов. Строительство и архитектура. - 1990. - №3.- С. 7-9. Викторов А.М, Осипов А.Д. Способы борьбы со щелочной коррозией бетона // Бетон и железобетон. - 1982. - №1. - С. 46-38.
42. Карпенко И.И. Общие модели механики железобетона. М; «Стройиздат», 1996. – 416 с.
43. 104. Коляда В.И.Комплексне вирішення проблеми підвищення міцності, атмосферо-, водо- та корозійної стійкості будівельних конструкцій з



- бетону, що експлуатуються в складних інженерно-геологічних умовах / Коляда В.И., Баглай А.П., Коляда С.В. і ін. // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. Кн. 1. – К.: НДІБК,2003. – вип. 59. – С.483-485.
44. Саввина Ю.А. Методика ускоренных испытаний на коррозионную стойкость при воздействии жидких агрессивных сред // Коррозионостойкие бетоны и железобетонные конструкции. – М.: НИИЖБ. - 1981. - С. 139-143.
45. Толстопятов Р.В., Особливості роботи сталезалізобетонних балок з експлуатаційними пошкодженнями / Р.В.Толстопятов, О.П.Воскобійник, О.В. Скиба // Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка – 2012 – С.263 - 268
46. G. Al-Sulaimani, M. Kaleemullah, I. Basunbul, Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members //Struct. J – 87 (2) – 1990 – 220–231.
47. H. Ye, Y. Tian, N. Jin, X. Jin, C. Fu, Influence of cracking on chloride diffusivity and moisture influential depth in concrete subjected to simulated environmental conditions // Constr. Build. Mater. – 47 – 2013 – 66–79.
48. Lin S.H. Chloride diffusion in a porous concrete slab -Corrosion (USA). -1990. - 4Б, № 12. -P. 961-967.
49. Y.F. Ma, L. Wang, J.R. Zhang, Y.B. Xiang, T.S. Peng, Y.M. Liu, Hybrid uncertainty quantification for probabilistic corrosion damage prediction for aging RC bridges // J. Mater. Civil Eng. – 27 (4) – 2015.
50. Андрейкив А.Е., Лещенко А.В., Лучко Й.Й. Математическое моделирование пропитки железобетонных труб антикоррозионной жидкостью // Физико-химическая механика материалов. – К.: Наук. думка, 1992. - №2. – С.90-94.
51. Булгакова М.Г., Иванов Ф.М. Исследование свойств бетонов с добавкой суперпластификатора С-3 // Бетоны с эффективными суперпластификаторами – М.: НИИЖБ. - 1979. - С. 21-36.

52. Дрозд А.А. Коррозионная стойкость и защитные свойства бетона сухого формирования // Бетон и железобетон. – 1987. - №1. – С.43-45.
53. Иванов Ф.Н., Дрозд Г.Я. Долговечность бетонных и железобетонных коллекторов // Бетон и железобетон. - 1989. - №12. - С. 32-38.
54. Киреева Е.Б. Исследование долговечности бетонов с химическими добавками // Автомобильные дороги и дорожное строительство. – К.: УТУ, 2000. - №59. – С.89-91.
55. Курогло А.С. Прогнозирование коррозионной стойкости бетонов на промышленных отходах: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.05 / - Днепропетровск, 1989. – 21 с.
56. Леонович С.Н. Трещиностойкость и долговечность бетонных и железобетонных конструкций. – Минск: «Тыдзень», 1999. – 264с.
57. Немировский Я.М. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с учетом работы растянутого бетона над трещинами и пересмотр на этой основе теории расчета деформаций и раскрытие трещин. // Сб. Прочность и жесткость железобетонных конструкций. Госстрой ССР, НИИЖБ, М.; 1968. с. – 125-170.
58. Розенталь Н.К., Чехний Г.В., Бельник А.Р., Жилкин А.П. Коррозионная стойкость полимерных композитов в щелочной среде бетона // Бетон и железобетон. - 2002. - №3. - С. 20-23.
59. Шарифов А., Колоно Г. Стойкость цементно-воластонитовых бетонов в сильноагрессивных средах// Изв. вузов. Строительство и архитектура.- 1991. - №9. - С. 59-62.
60. Журавська Н. Є. До питання біопошкодження бетону та залізобетону / Н. Є. Журавська // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - 2014. - Вип. 28. - С. 180-186.
61. Петров О. М. Тріщиноутворення та характер руйнування залізобетонних елементів при згині з крученням / О. М. Петров // Будівельні конструкції. - 2015. - Вип. 82. - С. 507-518.

62. Воскобійник, О.П. Експериментальні дослідження залізобетонних балок з дефектами та пошкодженнями, які викликають косий згин / О.П. Воскобійник, О.О. Кітаєв, Я.В. Макаренко, Є.С. Бугаєнко / Збірник наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во). - Полтава: ПолтНТУ, 2011. - Вип.1(29). - С. 87-92.
63. Редченко В. П. Фактори впливу на картину розтріскування бетону внаслідок корозії армування / В. П. Редченко // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия : Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития – 81 – 2015 – С. 210-216.
64. Шерстенкина Н.Ф., Леднева Н.П., Орбян В.В. Коррозионная стойкость полимерсиликатного керамзитобетона в сернокислотной среде // Бетон и железобетон. – 1983. – №7. – С. 23-24.
65. Батраков В.Г. Бетоны, модифицированные кремнийорганическими олигомерами // Технология и долговечность железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ. - 1977. - С. 141-146.
66. Батраков В.Г., Силина Е.С. Улучшение свойств бетонов добавками – продуктами нефтехимического синтеза // Изучение стойкости железобетона в агрессивных средах. – М. - 1980. - С. 35-39.
67. Горатчук В.Й., Якименко С.В., Повзун А.И. Повышение коррозионной устойчивости дегтебетонов введением в состав каменноугольных вяжущих модифицирующих добавок// Изв. вузов. Строительство и архитектура. - 1988. - №4. - С. 91-95.
68. Жидков Ю.Н. и др. Силполимер для коррозионостойких конструкций // Бетон и железобетон. - 1990. - №2. - С. 43-44.
69. Зошук Н.И. Влияние пирита на коррозионную стойкость бетона и арматуры // Бетон и железобетон. – 1990. - №3. – С.28-30.
70. M. Verru , K. Miwa, M. Itoh, M. Katayama, T. Ohno Damage evaluation of concrete plates by high-velocity impact. / International Journal of Impact Engineering 35 – 2008. – С. 1419–1426.

71. Hamoda, A., Basha, A., Fayed, S. et al. Experimental and Numerical Assessment of Reinforced Concrete Beams with Disturbed Depth. *Int J Concr Struct Mater* 13, 55 (2019).
72. Байков В.Н. Сигалов Є.Е. Залізобетонні конструкції. Загальний курс. М:Стройиздат,1991,-767 с.
73. Барашиков А.Я, Залізобетонні конструкції. К: Вища школа, 1987,-416 с.
74. Барашиков А.Я., Подольский Д.М., Сирота М.Д. Надежность восстанавливаемых и усиливаемых зданий и сооружений. Черкассы, 1993. – 44с.
75. Бондаренко С. В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / С. В. Бондаренко, Санжановский Р.С. – М.: Стройиздат, 1990. – 352с.
76. Боярчук А.Б. Міцність, тріщиностійкість та деформації залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: дис. канд. техн. наук / А.Б. Боярчук. - Луцьк, 2003.- 148с
77. Вахненко П.Ф. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції. К: Вища школа, 1999, - 508 с.
78. Вировий О.І. Ефективні методи реконструкції промислових будівель та інженерних споруд.: Навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів за напрямком „Будівництво”. Кривий Ріг: Мінерал. 2003. - 266 с.
79. Кривошеєв П.І. Науково-технічні проблеми реконструкції будівель і споруд // Будівельні конструкції. Реконструкція будівель і споруд. Досвід і проблеми. Зб. наук. праць, вип. №54, К; НДІКБ, 2001. – с. 3-10.
80. Мальганов А.И., Плевков В.С. и др. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. Изд. Томского Университета, Томск, 1989. – 88 с.
81. Теряник В.В. Прочность и устойчивость внецентренно-сжатых элементов, усиленных железобетонными и металлическими обоймами. Автореферат диссертации на соискания степени д.т.н. , Челябинск – 2007, с 41.

82. Хило Е.Р., Попович Б.С. Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния. – Львов, Вища школа, 1976, - 146 с.
83. Attari, N., Amziane, S., Chemrouk, M., Flexural strengthening of concrete beams using CFRP, GFRP and hybrid FRP sheets (2012) *Construction and Building Materials*, 37, pp. 746-757.
84. Al-Saidy, A.H., Al-Harthy, A.S., Al-Jabri, K.S. Effect of damaged concrete cover on the structural performance of CFRP strengthened corroded concrete beams (2009) *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II - Proceedings of the 2nd International*, pp. 1243 – 1248.
85. C.P. Pantelides and J. Gergely, *Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Beam-Column T-Joints in Bridge Piers with FRP Composite Jackets*, 29p.
86. Casadei P. Performance of Double-T Prestressed Concrete Beams Strengthened with Steel Reinforced Polymer / P. Casadei, A. Nanni, T. Alkhrdaji, J. Thomas // *7th Int. Symposium FRP Reinforcement for Concrete Structures: Proceedings Vol. 1*, pp. 427 – 442.
87. El Maaddawy, T.A., Soudki, K.A. Carbon-fiber-reinforced polymer repair to extend service life of corroded reinforced concrete beams (2005) *ASCE J Compos Construct*, 9 (2), pp. 187-194.
88. El-Shihy, A. M., Fawzy, H. M., Mustafa, S. A., El-Zohairy, A. A. Experimental and numerical analysis of composite beams strengthened by CFRP laminates in hogging moment region, *Steel And Composite Structures*, 2010, pp. 281 – 295.
89. Esfahani, M.R., Kianoush, M.R., Tajari, A.R. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets (2007) *Engineering Structures*, 29 (10), pp. 2428-2444.
90. França P. Behaviour of flexural strengthened beams with prestressed CFRP laminates / P. França, A. Costa // *8th international symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8)*. – Patras, 2007. – 10p.

91. Owen Rosenboom, Sami Rizkalla Analytical modeling of flexural debonding in cfrp strengthened reinforced or prestressed concrete beams, *Construction and Building Materials* 21 2007, pp. 764 – 776.
92. Rafi, M.M., Nadjai, A., Ali, F., Talamona, D. Aspects of behaviour of CFRP reinforced concrete beams in bending (2008) *Construction and Building Materials*, 22 (3), pp. 277-285.
93. Rusinowski P. Peeling failure at the cut-off end of CFRP strengthened RC beams / P. Rusinowski, B. Täljsten, B. Sand // 9th international symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-9): Proceedings. – Sydney, 2009, 12p.
94. Saha M.K. GFRP-Bonded RC Beams under Sustained Loading and Tropical Weathering / M.K. Saha, K.H. Tan // 7th International Symposium on Fiber-Reinforced (FRP) Polymer Reinforcement for Concrete Structures: Proceedings Vol. 2. – American Concrete Institute, pp. 1379 – 1396.
95. Shrive, P.L., Azarnejad, A., Tadros, G.c , McWhinnie, C. , Shrive, N.G. Strengthening of concrete columns with carbon fibre reinforced polymer wrap (2003) *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30 (3), pp. 543-554.
96. Soudki, K., El-Salakawy, E., Craig, B. Behavior of CFRP strengthened reinforced concrete beams in corrosive environment (2007) *Journal of Composites for Construction*, 11 (3), pp. 291-298.
97. Tan, Y., Xue, W. Calculation of the flexural capacity of concrete beams prestressed with partially bonded CFRP tendons (2011) *Tumu Gongcheng Xuebao/China Civil Engineering Journal*, 44 (SUPPL. 1), pp. 31-37.
98. Wang, R.-G., Dai, C.-Q., Liu, W.-B., Zhang, X.-J. Calculation and analysis of limit flexural loading of CFRP strengthened concrete beams (2002) *Harb in Gongye Daxue Xuebao/Journal of Harb in Institute of Technology*, 34 (3), pp. 312-314+319.
99. Xue, W., Tan, Y., Wang, X. Calculation methods for flexural capacity of normal section of concrete beams prestressed with bonded FRP tendons (2008) *Building Structure*, 3, in Chinese, pp. 111-116.

100. Yu P. Flexural performance of RC beams strengthened with prestressed CFRP sheets / P. Yu, P. F. Silva, A. Nanni // CCC2003 International Conference. – Rende, 2003. – 9 p.
101. Бабич Є.М. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів залізобетонних згинальних елементів, підсилених вуглепластиковими матеріалами, з врахуванням впливу малоциклового навантаження [Електронний ресурс] / Є. М. Бабич, С. В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди . - 2013. - Вип. 25. - С. 212-219.
102. Бамбура А.Н. Прочность и деформативность железобетонных изгибаемых элементов, усиленных путем наклеивания стальных и базальтовых полос / А.Н. Бамбура, Е.М. Калинин\* // Строительные материалы и изделия - 2003 г. - №6 – С.26-28.
103. Борисюк О.П. Вплив анкерування композитної стрічки при підсиленні дослідних зразків згинальних елементів / О.П. Борисюк, О.П. Конончук, Ю.М. Собко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 24. – С. 496 – 501.
104. Мельник І.В. Експериментальні дослідження деформативності залізобетонних балок, підсилених під навантаженням композитною системою Sika Carbodur / І. В. Мельник, Р. З. Добрянський, Н. Б. Давидовський, В. О. Крет // Вісн. Нац. ун-ту "Львів. політехніка". - 2012. - № 742. - С. 124-130.
105. Мельник І.В. Експериментальні дослідження деформативності залізобетонних балок, підсилених під навантаженням композитною системою Sika Carbodur / І. В. Мельник, Р. З. Добрянський, Н. Б. Давидовський, В. О. Крет // Вісн. Нац. ун-ту "Львів. політехніка". - 2012. - № 742. - С. 124-130.
106. Мурин А. Я., Деформативність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою / А. Я. Мурин, В. М. Сорохтей // Вісн. Нац. ун-ту "Львів. політехніка". - 2009. - № 655. - С. 204-207.

107. Мурин А.Я. Міцність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою / А. Я. Мурин // Вісн. Нац. ун-ту "Львів. політехніка". - 2008. - № 627. - С. 155-157.
108. Кваша В.Г. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними композитами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: Видавництво НУВГП, 2011. – Випуск 22 – С. 801 – 807
109. Кваша В.Г., Експериментальне дослідження залізобетонної мостової балки за ТП вип. 56, підсиленої композитною стрічкою з вуглецевих волокон CFRP / І.В. Мельник, М.Д. Климпуш // Зб. “Автомобільні дороги та дорожнє будівництво”. – К., 2001. – Вип. 62. – С. 267-271.
110. Перлова О. М. Несуча здатність, жорсткість та деформативність залізобетонних елементів зі змішаним армуванням: автореф. канд. техн. наук : 05.23.01 / Перлова Олена Михайлівна ; Державний НДІ будівельних конструкцій. - К., 2008. - 20 с.
111. Чернявский В.Л., Осьмак П.П. Усиление железобетонных и кирпичных конструкций композитными материалами, Инженерно-производственный центр «ИнтерАква», г.Москва, Россия, 2009, - 142 с.
112. Шилин А. А. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами / А. А. Шилин, В. А. Пшеничный, Д. В. Картузов. – М.: Стройиздат, 2007. – 179 с.
113. Блихарский Я.З. Увеличение жёсткости внецентренно-сжатых железобетонных колон, усиленных углеродной лентой / Я.З. Блихарський, Р.Е. Хміль // Вестник Белорусско-Российского университета №2 (43) – Могилев, 2014. С.114-122.
114. Бліхарський Я.З. Використання вуглецевої стрічки при підсиленні позацентрово стиснутих колон / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль, Ю.М. Собко // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2014. – вип. 29. – С.575-581.



115. Бліхарський Я.З. Експериментальні дослідження залізобетонних колон підсилених вуглецевою стрічкою при дії навантаження низького рівня / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль, Ю.М. Собко // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2013. – вип. 27. – С.440-447.
116. Бліхарський Я.З. Ефективність додаткового армування позацентрово стиснутих залізобетонних колон, підсилених за дії експлуатаційного рівня навантаження / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Вісник Львівського національного аграрного університету. Сер: Архітектура і сільськогосподарське будівництво, Львів, 2013 - № 14.-С.127-134.
117. Борисюк О.П. Вплив анкерування композитної стрічки при підсиленні дослідних зразків згинальних елементів / О.П. Борисюк, О.П. Конончук, Ю.М. Собко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 24. – С. 496 – 501.
118. Хміль Р.Є. Дослідження залізобетонних колон підсилених при експлуатаційному рівні навантаження системою CFRP / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельне виробництво» ДП«НДІБВ». Випуск №56 – Київ, 2014. С.116-118.
119. Чернявский В.Л., Осьмак П.П. Усиление железобетонных и кирпичных конструкций композитными материалами, Инженерно-производственный центр «ИнтерАква», г.Москва, Россия, 2009, - 142 с.
120. Шилин А. А. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами / А. А. Шилин, В. А. Пшеничный, Д. В. Картузов. – М.: Стройиздат, 2007. – 179 с.
121. Burgoyne C. J. Advanced Composites in Civil Engineering in Europe / C. J. Burgoyne // Structural Engineering International, Volume 9, Number 4. – IABSE, 1999. – p. 267-273.
122. Campbell F. C. Structural Composite Materials / F. C. Campbell. –Novelty, OH: ASM International, 2010. – 500p.

123. Darby A. P. Deep embedment of FRP for concrete shear strengthening / A. P. Darby, T. J. Ibell, P. Valerio. // The Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings: Proceedings, Vol. 162, No. 5. – London, 2009. – p. 311-321.
124. De Caso y Basalo F. Fiber Reinforced Cementitious Matrix Composites for Infrastructure Rehabilitation / F. De Caso y Basalo, F. Matta, A. Nanni // 9th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-9), 4pp.
125. Eid, R., Roy, N., Paultre, P. Normal-and high-strength concrete circular elements wrapped with FRP composites (2009) J. Compos. Constr., 13 (2), pp. 113-124.
126. Ferrier, E; Michel, L; Jurkiewicz, B; Hamelin, P. Creep behavior of adhesives used for external FRP strengthening of RC structures, Construction and building materials, 2010, 8p.
127. Francisco J., Fabio Matta, Antonio Nanni Fiber reinforced cementitious matrix composites for infrastructure rehabilitation, American Composites Manufacturers Association January 15-17, 2009, 11p.
128. GangaRao, H.V.S., Taly, N., Vijay, P.V. (2007) Reinforced Concrete Design with FRP Composites, CRC Press, ISBN-13: 978-0827-5829-5, London, 382p.
129. H.C. Wu and P. Sun fiber reinforced cement based composite sheets for structural retrofit, International Institute for FRP in Construction, 2005, pp. 343 – 348.
130. L. J. Broutman and R. H. Krock (eds.), Composite Materials, Academic Press, New York-London (1974), pp. 792-799.
131. Reed, C.E., Peterman, R.J. Evaluation of prestressed concrete girders strengthened with carbon fiber reinforced polymer sheets (2004) Journal of Bridge Engineering, 9 (2), pp. 185-19.
132. Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials (2008) ASTM D 3039-08, ASTM, Philadelphia, pp. 105 – 116.
133. Sun, H., Liu, S.L., Li, X.G. Calculation and analysis on flexural strengthening with CFRP Laminate considering the preexisting strain, (2013) Applied Mechanics and Materials, 438-439, pp. 807-810.

134. T. C. Triantafillou, *Seismic Retrofitting using Externally Bonded Fibre Reinforced Polymers (FRP)*, 2003, pp. 57 – 65.
135. Tavakkolizadeh, M., Saadatmanesh, H. Repair of damaged steel-concrete composite girders using carbon fiber-reinforced polymer sheets (2003) *Journal of Composites for Construction*, 7 (4), pp. 311-322.
136. *Technical Specification For Strengthening Concrete Structures With CFRP Laminate*, CECS146:2003, 2007 ed., China Planning Press, Beijing, 135p.
137. И. Н. Ахвердов, «"Основы физики бетона." М.: Стройиздат 464 (1981): 4-4.».
138. И. Н. Ахвердов, «"Теоретические основы бетоноведения." Мн.: Вы-шэйш. шк (1991).».
139. И. Н. С. А. Е. & С. В. В. Ахвердов, «Моделирование напряженного состояния бетона и железобетона. Наука и техника, 1973
140. Выровой В.Н. Оценка влияния технологической поврежденности при помощи коэффициента интенсивности напряжений / В.Н. Выровой, Н.Ю. Ширяева, С.С. Макарова // *Принятие рецептурно-технологических решений по экспериментально-статистическим моделям.* – Одесса: ОИСИ, 1994. – С.5-6.
141. Кизирия Г.В. О новой модификации наследственной теории старения / Г.В. Кизирия, Г.Н. Гвингидзе // *АН ГССР.* – 1981. – С. 117-120.
142. Кривенко П.В. Современные проблемы долговечности бетона: состояние и перспективы // *Зб. наук. праць: Будівельні конструкції.* – К.: НДІБК, 2002. – вип. 56. – С.15-27.
143. Бабич Є.М. До питання побудови діаграми деформування бетону та визначення коефіцієнта повноти епюри напружень / Є.М. Бабич, Ю.О. Крусь // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.* – 2001. – Вип. 6. – С. 94-104.
144. С. Й. Солодкий, «"Взаємозв'язок структури, міцності і тріщиностійкості бетону в умовах згину."» *Строительство. Материаловедение. Машиностроение.* Серия: *Инновационные технологии жизненного цикла*

- объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения 47, pp. 595-605., (2008)
145. В. И. Бабушкин, «Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетонна.» Стройиздат, 1968
  146. О. В. Байдин, «Тенденции физических основ коррозии бетона.» 2011
  147. Ю. М. Баженов, «Технология бетона.» Изд-во Ассоц. строительных вузов,, 2007.
  148. Б. Ю. М., «Бетон при динамическом нагружении.» Стройиздат, 1970
  149. В. Н. Мигунов, «"ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ КОРРОЗИИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ТРЕЩИНАМИ Часть 1. Монография.» (2013)
  150. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия с учетом ползучести – М.: Стройиздат, 1973. – 472с.
  151. Алмазов В.О. Надежность железобетонных мостов на основе климатического прогноза // Долговечность и защита конструкций от коррозии: Материалы междунар. конф., 25-27 мая 1999г. – М., 1999. – С.1-5.
  152. Арутюнян Н.Х., Зевин А.А. Расчет строительных конструкций с учетом ползучести. – М.: Стройиздат, 1988. – 257с.
  153. Немировский Я.М. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с учетом работы растянутого бетона над трещинами и пересмотр на этой основе теории расчета деформаций и раскрытие трещин. // Сб. Прочность и жесткость железобетонных конструкций. Госстрой ССР, НИИЖБ, М.; 1968. с. – 125-170.
  154. Писанко Г.Н. Предельная деформативность высокопрочного бетона при сжатии / Г.Н. Писанко, Е.Н. Щербаков // Строительные конструкции. Киев.: Будівельник. – 1971. – С. 105-108.

155. Ройтман А.Г. Теория надежности в строительном проектировании. М; изд АСВ, 1998. – 304 с.
156. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шисель П. Долговечность железобетона в агрессивных средах. – М., 1990 – 316 с.
157. Байков В.Н., Мадатян С.А., Митасов В.М. Об уточнениях аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1983. - №9. – С.1-5.
158. Бамбура А.М. Аналітичне описання діаграми механічного стану арматури для залізобетонних конструкцій // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції, вип. 59. – К.: НДІБК, 2003. – С.131-136.
159. Бамбура А.Н. К оценке прочности железобетонных конструкций на основе деформационного подхода и реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры / Бамбура А.Н. // Бетон на рубеже третьего тысячелетия: материалы 1-й Всерос. конф. по проблемам бетона и железобетона. – 2001. – Том 2. – С. 750-757.
160. Бамбура А.М. Деформаційна модель та алгоритм визначення напружено-деформованого стану розрахункового перерізу залізобетонних елементів / А.М. Бамбура, О.Б. Гурківський, М.С. Безбожна, О.В. Дорогова // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. научн. трудов. – Днепропетровск: ПГАСА. – 2009.– Вып. №50. – С. 19-25.
161. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: сб. научн. тр. – 2003. – Вип. 59. – С. 121-130.
162. Барашиков А.Я., Сирота М.Д. Надійність будівель і споруд. К., УМКВО, 1993. – 212с.
163. Кочкаръов Д.В. Практичний розрахунок залізобетонних елементів на міцність за дії згинального моменту на базі ДБН В.2.6-98:2009 / Д.В. Кочкаръов // Науково-технічний збірник «Комунальне господарство міст». – 2012. – Випуск 103. – С. 46-57.

164. Кочкаръов Д.В. Пропозиції до розрахунку стиснутих, стиснуто-зігнутих і зігнутих залізобетонних елементів / Д.В. Кочкаръов // Національний університет водного господарства та природокористування. – 2012. – Випуск 107. – С. 60-73.
165. Митрофанов В.П. Практическое применение деформационной модели с экстремальным критерием прочности железобетонных элементов / В.П. Митрофанов // Коммунальное хозяйство городов. Серия: Архитектура и технические науки. – 2004. – Вып. 60. – С. 29 – 48.
166. Павліков А.М. Застосування нелінійної деформаційної моделі в інженерних розрахунках міцності залізобетонних елементів [Текст] / А.М. Павліков, О.В. Бойко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 355-364.
167. Похмурский В.И. Коррозионная усталость металлов. – М.: Металлургия, 1985. – 206с.
168. Клименко Е. В. Общий метод определения остаточной несущей способности поврежденных железобетонных конструкций / Е. В. Клименко, Т. А. Крутько, А. М. Исмаель // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. - 2014. - Вып. 77. - С. 85-89.
169. М. І. Кадомцев, А. А. Ляпін, Шатилов Ю.Ю. Вібродіагностика будівельних конструкцій [Електронний ресурс] // «Інженерний вісник Дона », 2012 №3.
170. Wei Fan, Pizhong Qiao Vibration-based Damage Identification Methods: A Review and Comparative Study / Structural Health Monitoring, vol. 10, 1: pp. 83-111.
171. S. Park, S. Ahmad, C.-B. Yun, Y. Roh Multiple crack detection of concrete structures using impedance-based structural health monitoring techniques / Experimental Mechanics, , vol. 46, pp. 609-618.

172. . Пузанов А.В., Улыбин А.В. Методы обследования коррозионного состояния арматуры железобетонных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2011. №7(25). С. 18-25
173. . Єременко Б. М. Проектування інтелектуальної системи для діагностики технічного стану об'єктів будівництва / Б. М. Єременко // Технологический аудит и резервы производства. - 2015. - № 1(2). - С. 44-48.
174. H. J. Dagher and S. Kulendran. Finite Element Modeling of Corrosion Damage in Concrete Structures. Structural Journal. 699-708 pages. 1992.
175. Luchko J. J., Letschenko A.V. Saturation with corrosion protection solution of Reinforced Concrete Bar of Round Cross – Section. VI vedecka kongerenca medzinarodnou ucastiou. Sucasnost a perspektivy betonovych konstrukcii. Kosice 6-8 maja 1997. - 7 sekcia. -pp. 21-24.
176. Ping G., Elliot S., Hristova R., Beaudoin J.J., Brousseau R., Baidock B.: A study of corrosion inhibitor performance in chloride contaminated concrete by electrochemical impedance spectroscopy. ACI Materials Journal 9-10, 1997, 385-395.
177. W. Zhu, R. François, Y. Liu, Propagation of corrosion and corrosion patterns of bars embedded in RC beams stored in chloride environment for various periods // Constr. Build. Mater. – 145 – 2017 – 147–156.
178. W.J. Zhu, R. Francois, C.S. Poon, J.G. Dai, Influences of corrosion degree and corrosion morphology on the ductility of steel reinforcement // Constr. Build. Mater. – 148 – 2017 – 297–306.
179. W.J. Zhu, R. Francois, D. Coronelli, D. Cleland, Effect of corrosion of reinforcement on the mechanical behaviour of highly corroded RC beams // Eng. Struct. – 56 – 2013 – 544–554.
180. Выровой В.Н. Оценка влияния технологической поврежденности при помощи коэффициента интенсивности напряжений / В.Н. Выровой, Н.Ю. Ширяева, С.С. Макарова // Принятие рецептурно-технологических решений по экспериментально-статистическим моделям. – Одесса: ОИСИ, 1994. – С.5-6.

181. Егилина Я. Й. Химический способ пассивации стальной арматуры с коррозионными поражениями в бетоне// Строительство и архитектура. -1990. - №3. - С. 20-26.
182. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., и др. Исследование деформаций железобетонных элементов при знакопеременных нагрузках. // Сб. Исследование железобетонных конструкций при статических и динамических воздействиях . НИИЖБ, Госстроя СССР, М; 1984 – с. 40-46.
183. M RAMADAN, OSMAN, et al. Modeling of reinforced concrete beams with and without opening by using ANSYS. JES. Journal of Engineering Sciences, 2009, 37.4: 845-858.
184. FAROOQ, Umer; AHMAD, Mir Aijaz. FINITE ELEMENT APPROACH TO REINFORCED CONCRETE USING ANSYS.
185. BARK, Hussein, et al. Seismic assessment of a 5-storey retrofitted RC building. In: ECCOMAS Congress. 2016.
186. SHAHBAZPANAHI, Shahriar. < b> Mechanical analysis of a shear-cracked RC beam. Acta Scientiarum. Technology, 2017, 39.3: 285-290.
187. NINČEVIĆ, Krešimir; OŽBOLT, Joško; BOKO, Ivica. The influence of continuing reinforcement on the load capacity of a RC beam previously exposed to high temperatures. Građevinar, 2016, 68.12.: 967-978.
188. DEATON, J. Ben; SARAWIT, Andrew T.; BOLOURCHI, Said. Three-dimensional nonlinear modelling of reinforced concrete slab-column connections with unreinforced column capitals. 2017.
189. GILTRUD, Michael E., et al. Numerical Modeling of Explosively Loaded Concrete Structure Using a Coupled CFD-CSD Methodology.



190. SHYNDER, Valentyne; VOLOTSIUGA, Volodymyr. Principles of mathematical modeling of stress-strain state in reinforced concrete bridge superstructures with the use of modern packages of finite element analysis. *Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej. Budownictwo*, 2014, 20: 239--249.
191. BABAJI, Sushit S.; MALIPATIL, Kiran M. Experimental and Analytical Investigation on Plain and RC Beams with CFRP Using Ansys. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 2016, 1.8: 1067-1071.
192. GHERBI, A.; DAHMANI, L.; BOUDJEMIA, A. Study on Two Way Reinforced Concrete Slab Using ANSYS with Different Boundary Conditions and Loading. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 2018, 12.12: 1151-

## ДОДАТКИ

## ДОДАТОК А. Графіки деформацій бетону

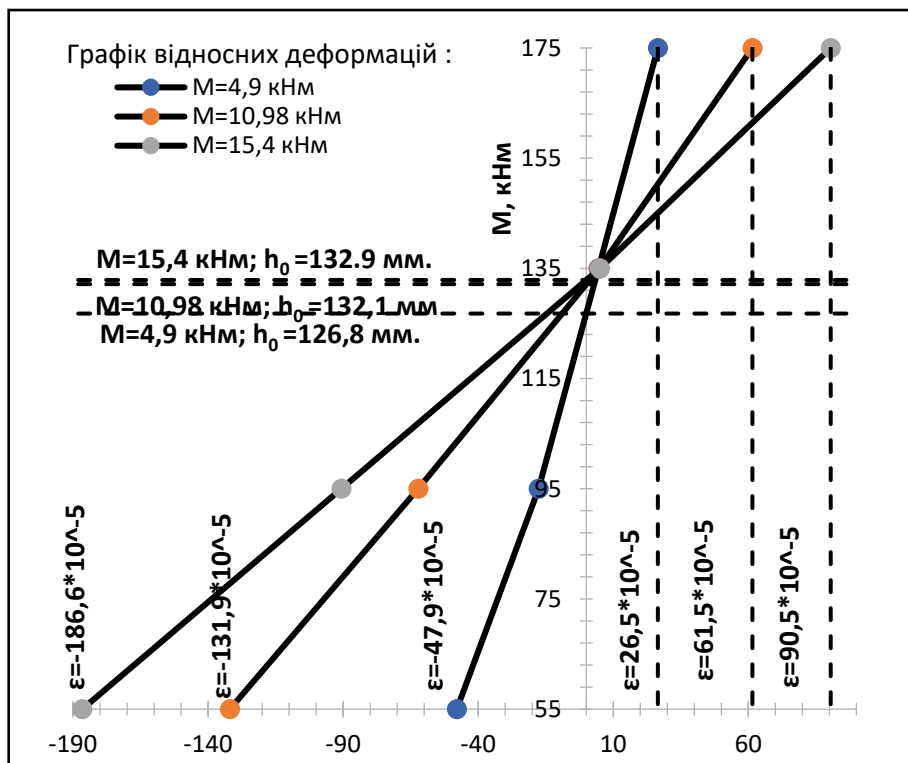


Рис. А.1 Графік деформації бетону в 1-ї площині в непошкоджених балок БК

## 1.1.1-0 серії 1-ї

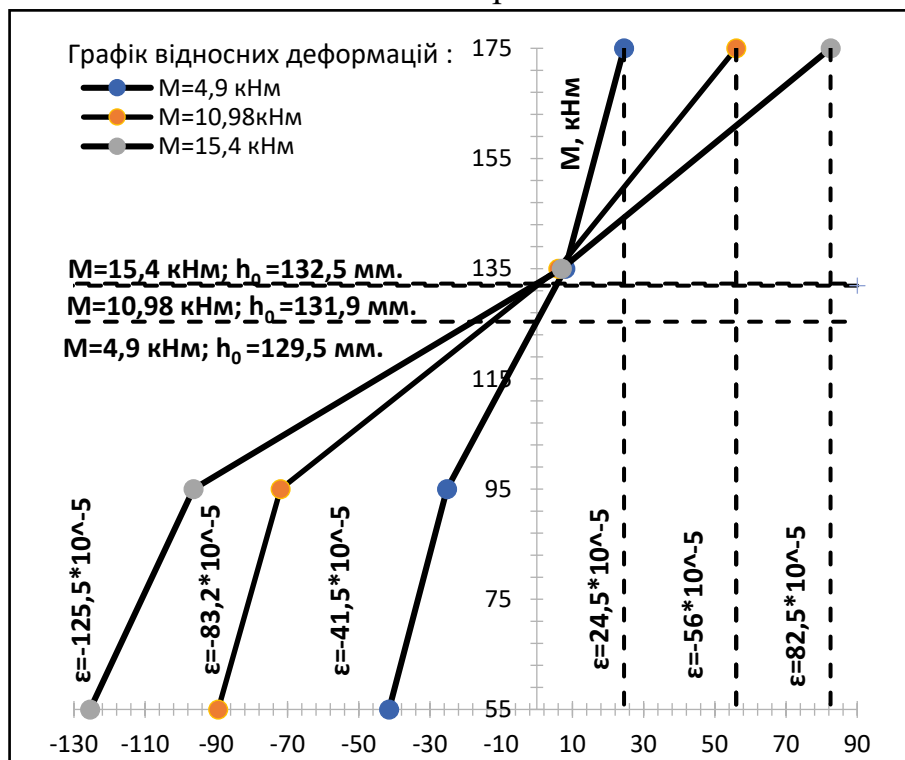


Рис. А.2. Графік деформації бетону в 3-ї площині в непошкоджених балок БК

## 1.1.1-0 серії 1-ї

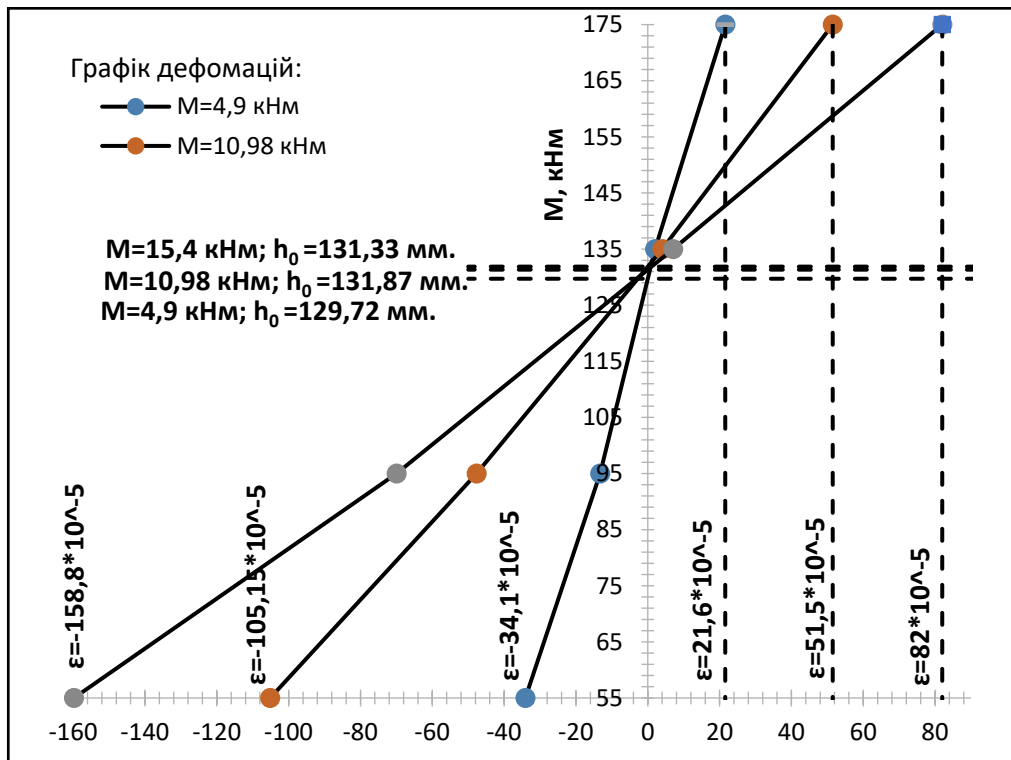


Рис. А.3. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в пошкоджених балок БК

1.1.2-0-20 серії 1-ї

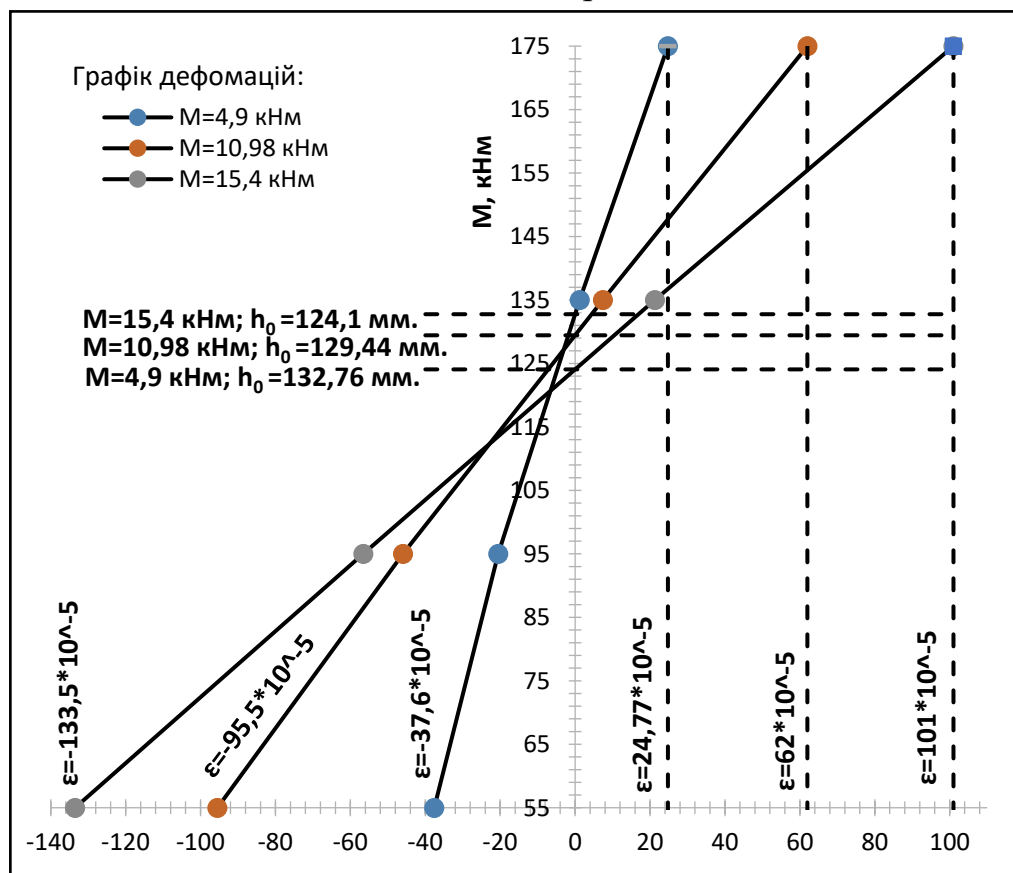


Рис. А.4. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в пошкоджених балок БК 1.1.2-0-20 серії 1-ї

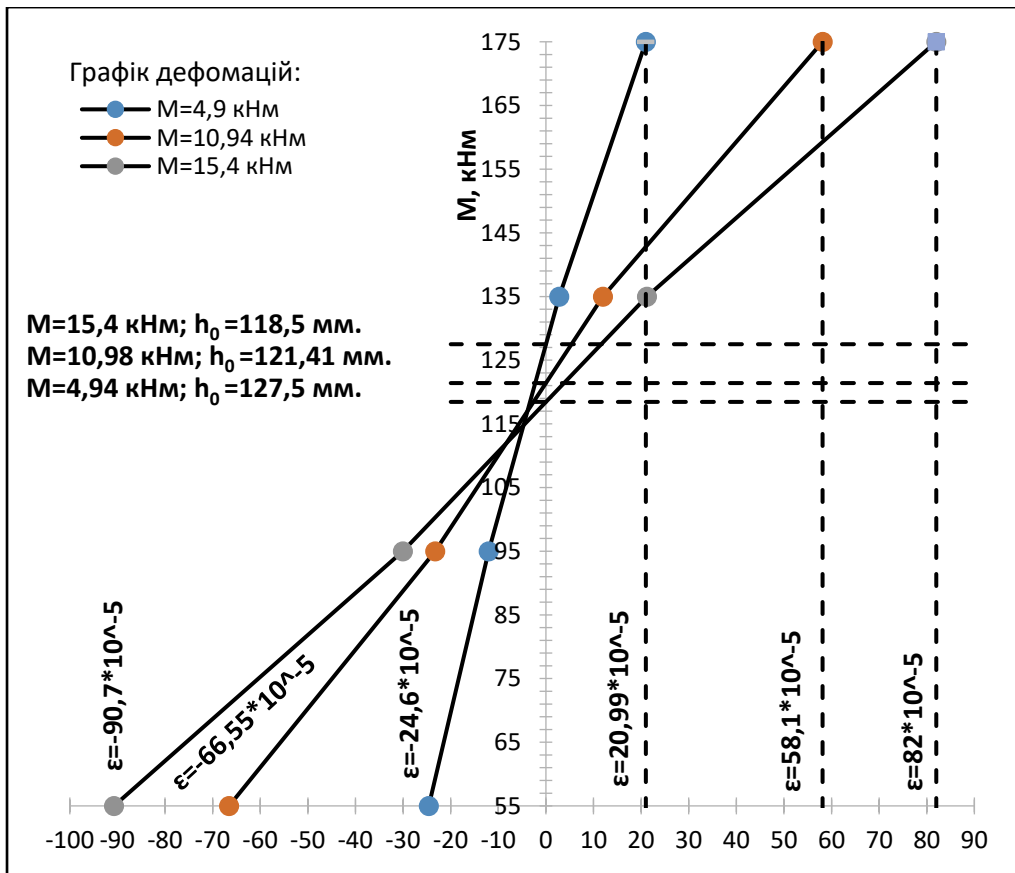


Рис. А.5. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в пошкоджених балок БК 1.2.1-0,3-20 серії 1-ї

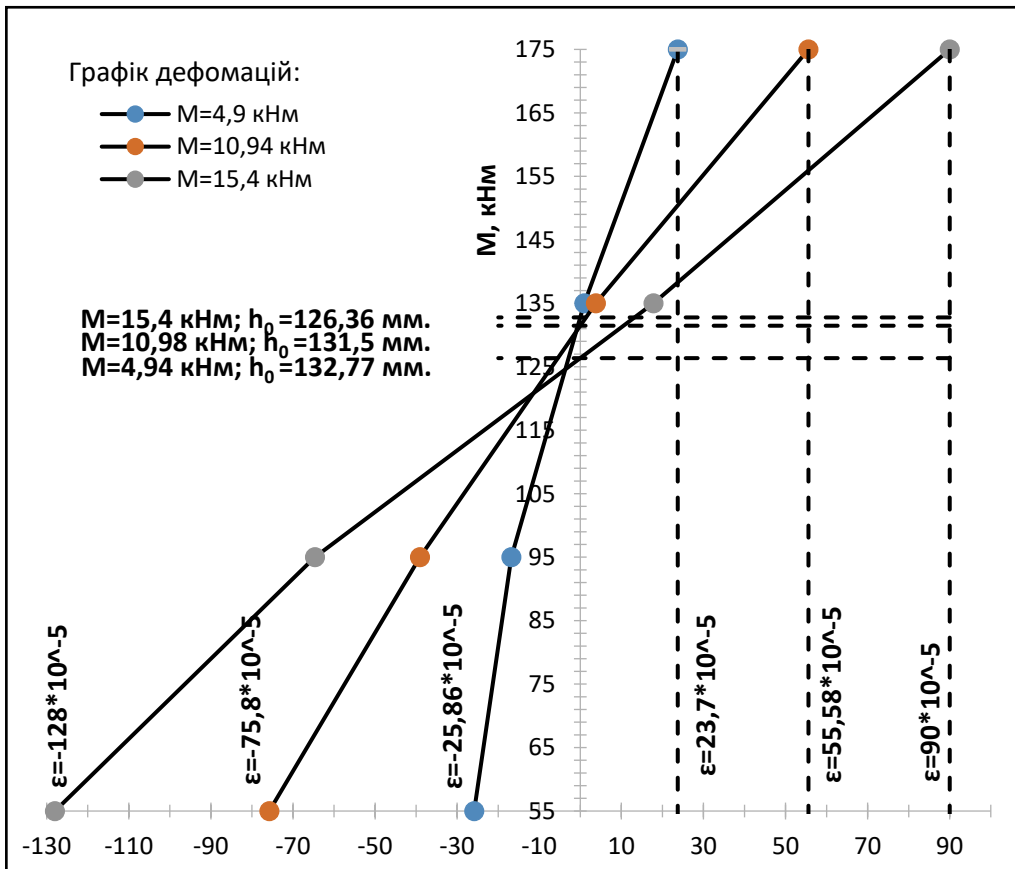


Рис. А.6. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в пошкоджених балок БК 1.2.1-0,3-20 серії 1-ї

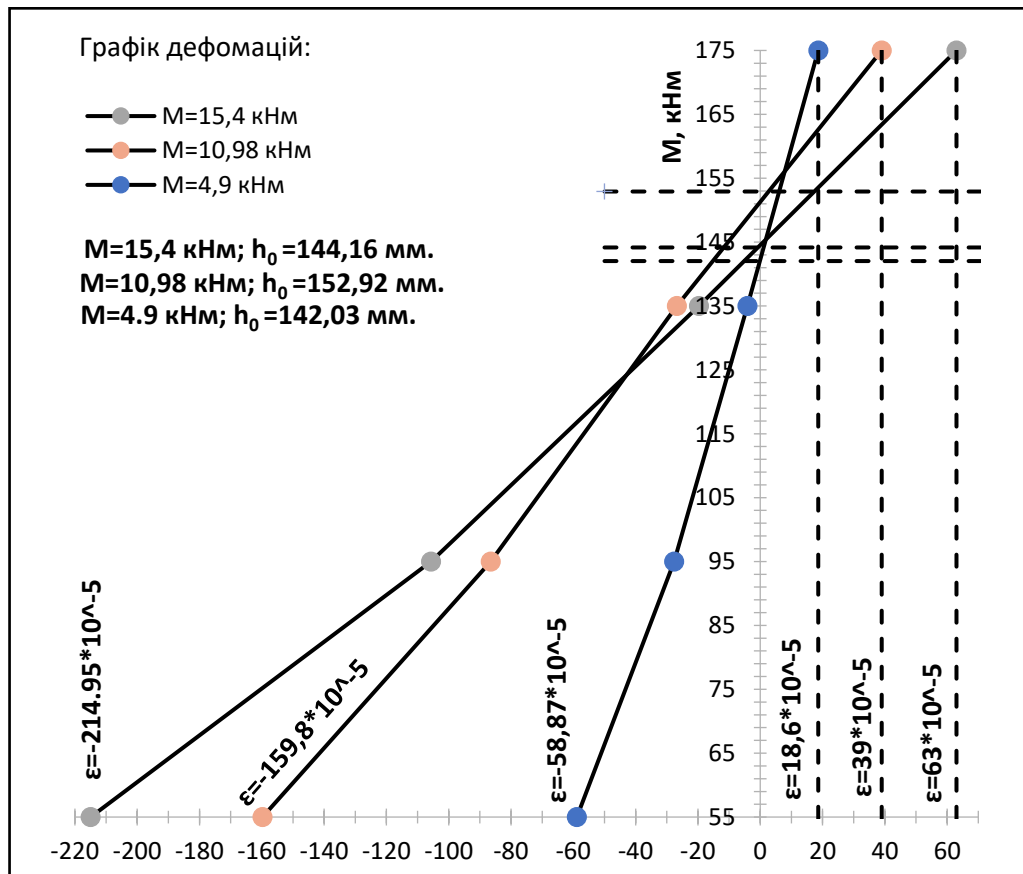


Рис. А.7 Графік деформації бетону в 1-ї зоні в пошкоджених балок 1.3.1-0,5-20 серії 1-ї

БК

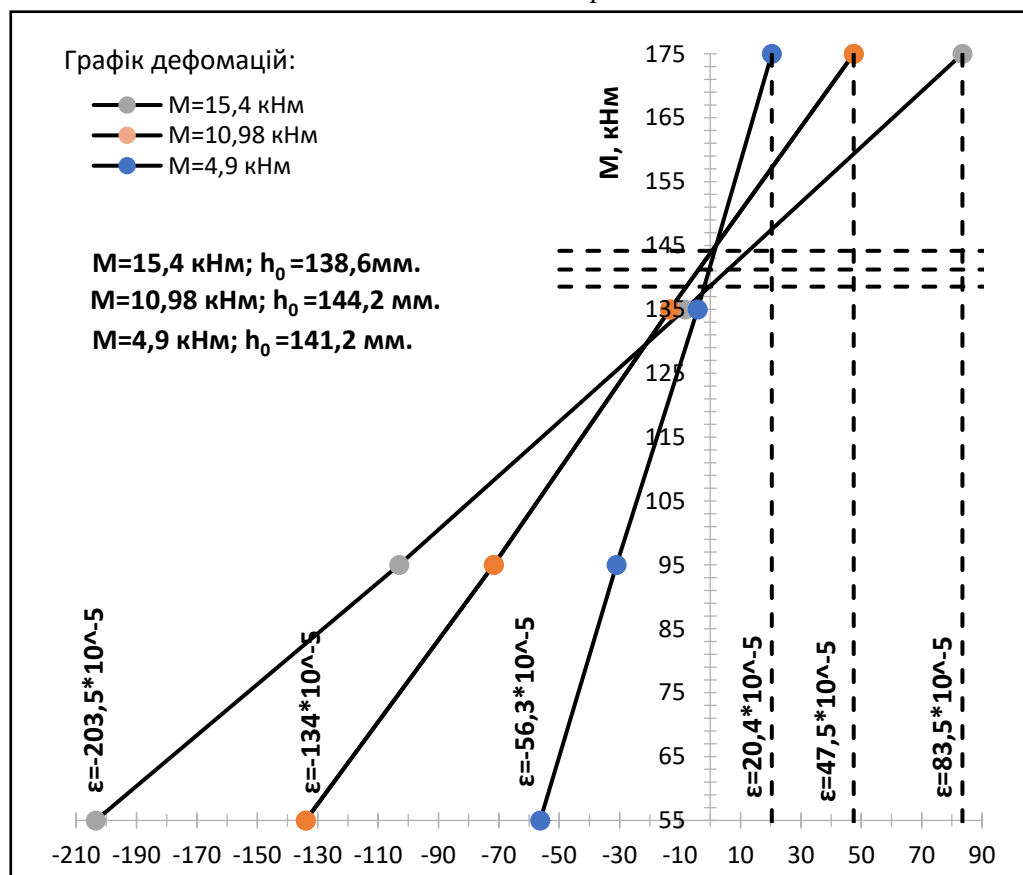


Рис. А.8 Графік деформації бетону в 3-ї зоні в пошкоджених балок

БК 1.3.1-0,5-20 серії 1-ї

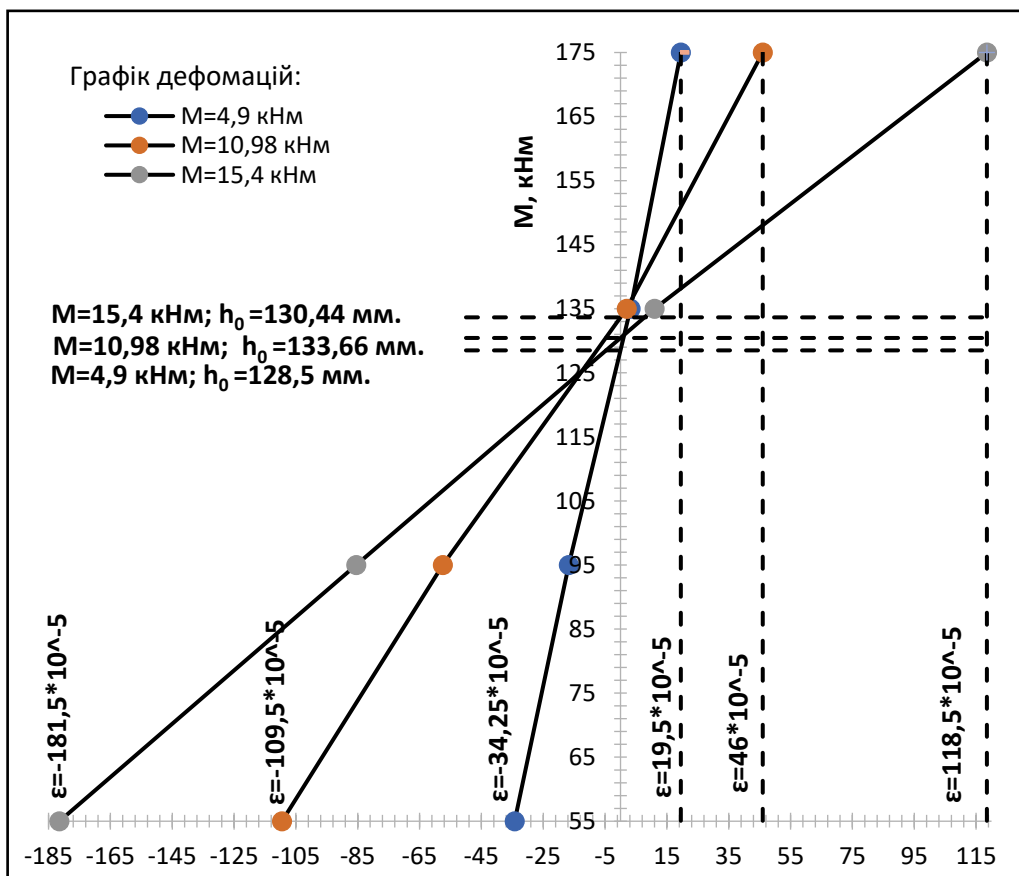


Рис. А.9. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в пошкоджених балок БК 1.3.2-0,5-80 серії 1-ї

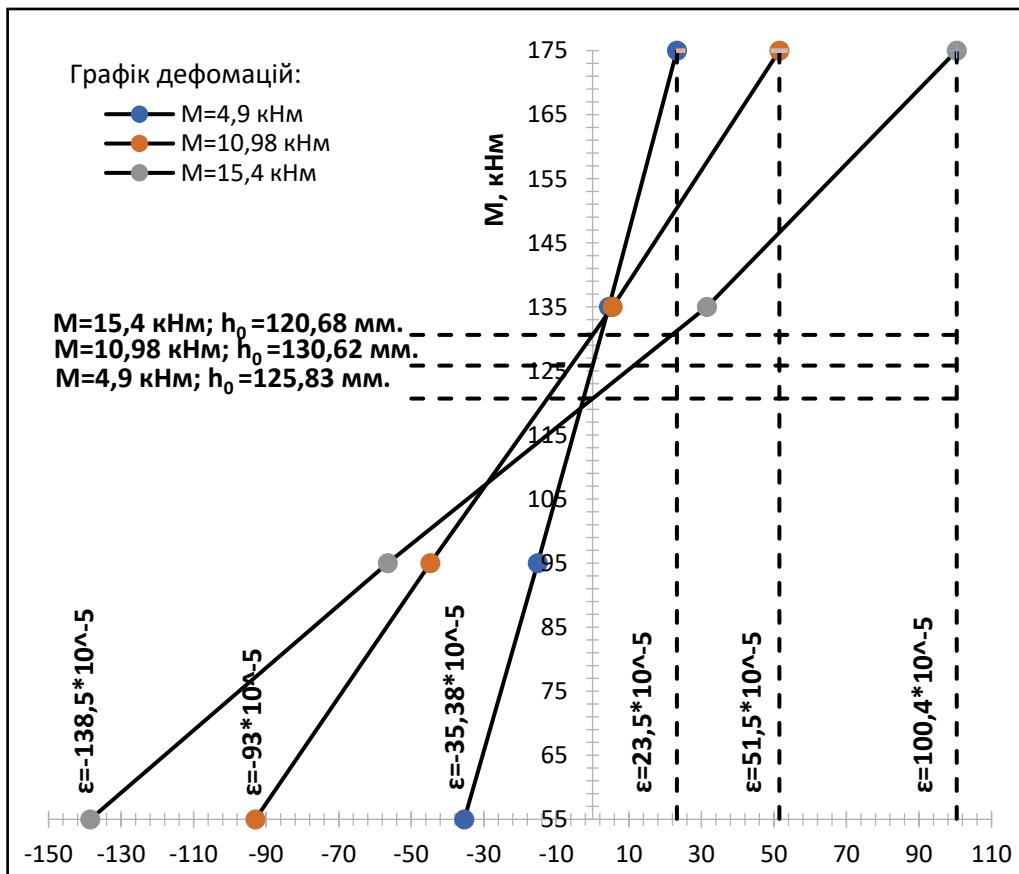


Рис. А.10. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в пошкоджених балок БК 1.3.2-0,5-80 серії 1-ї

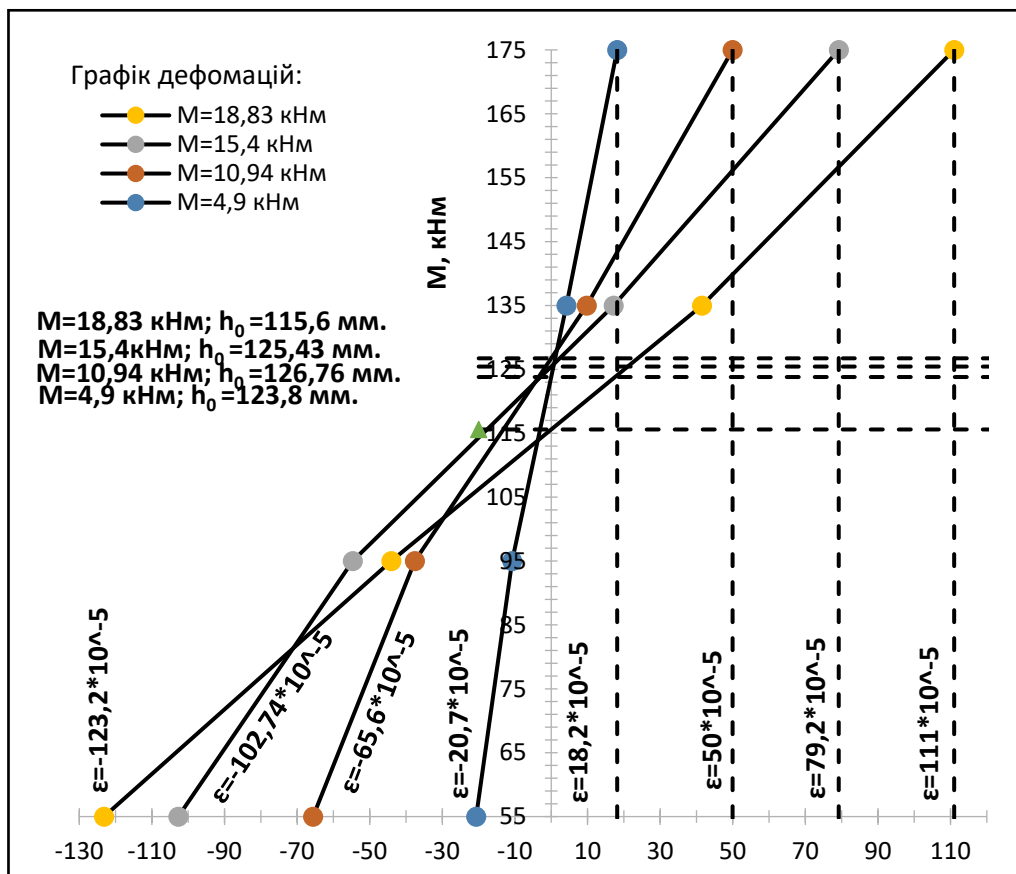


Рис. А.11. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в пошкоджених балок БК 1.4.1-0,7-20 серії 1-ї

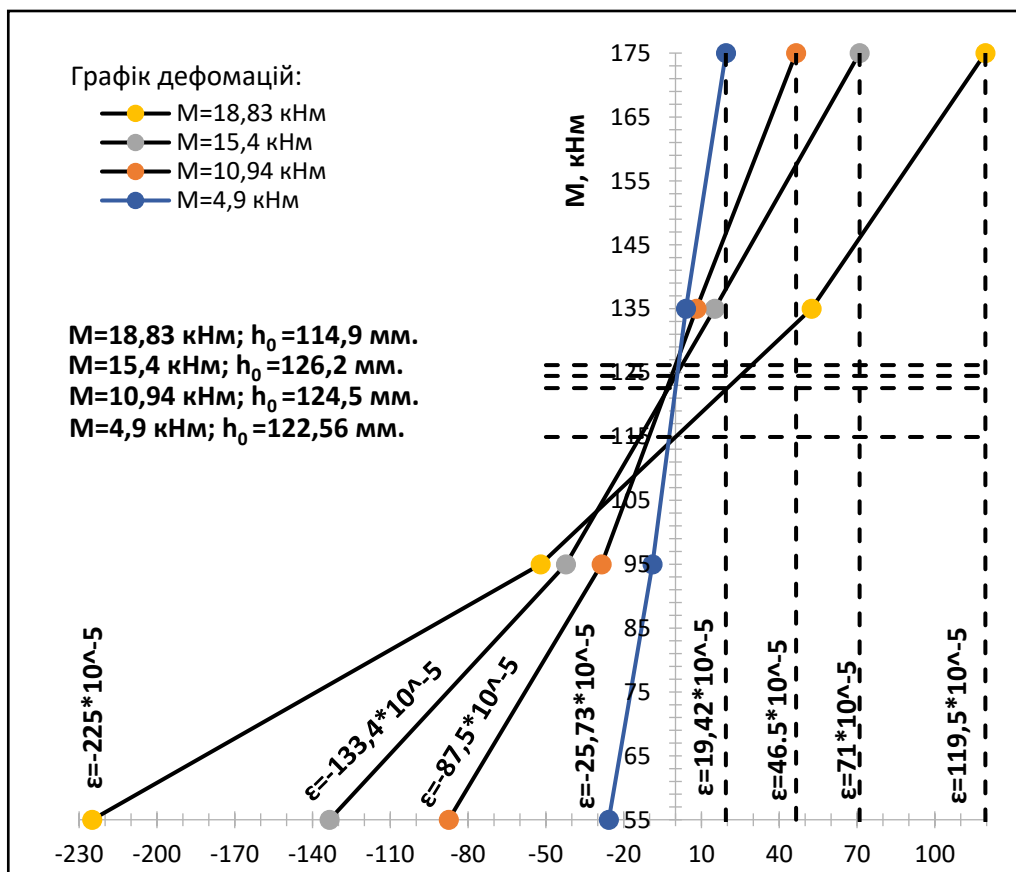


Рис. А.12. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в пошкоджених балок БК 1.4.1-0,7-20 серії 1-ї

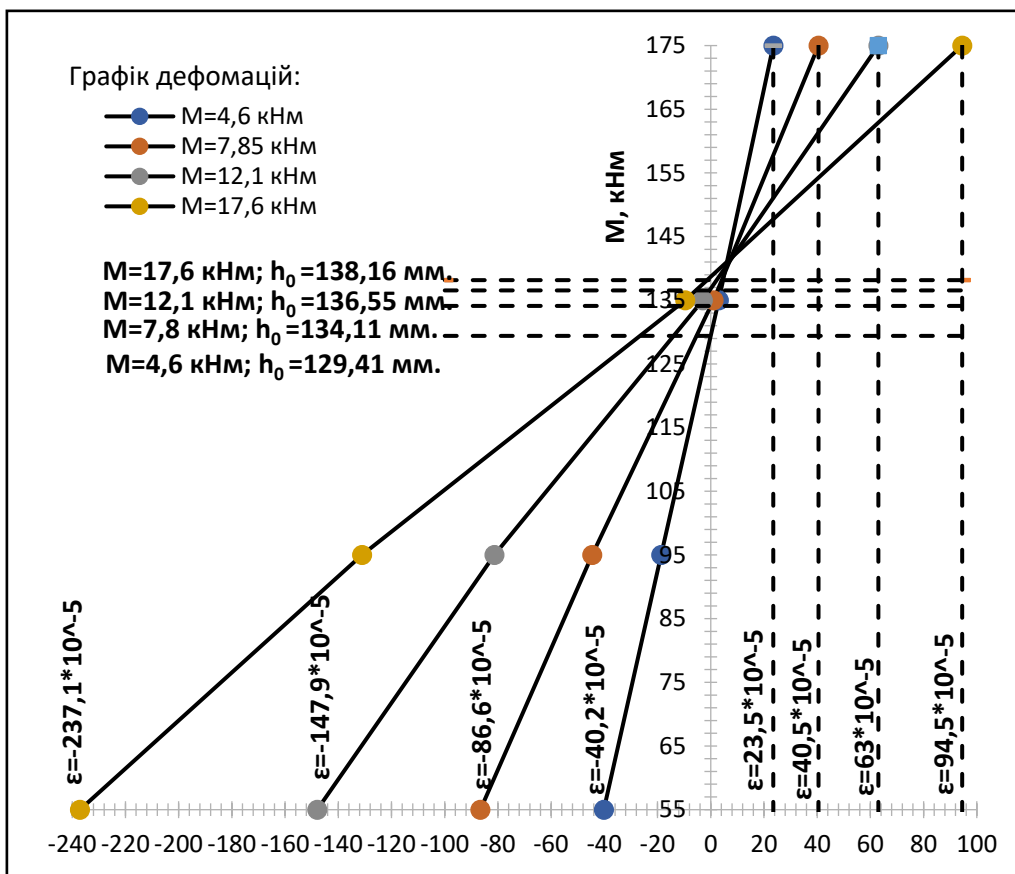


Рис. А.13. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в балок БК 2.5.1-0 серії 2-ї

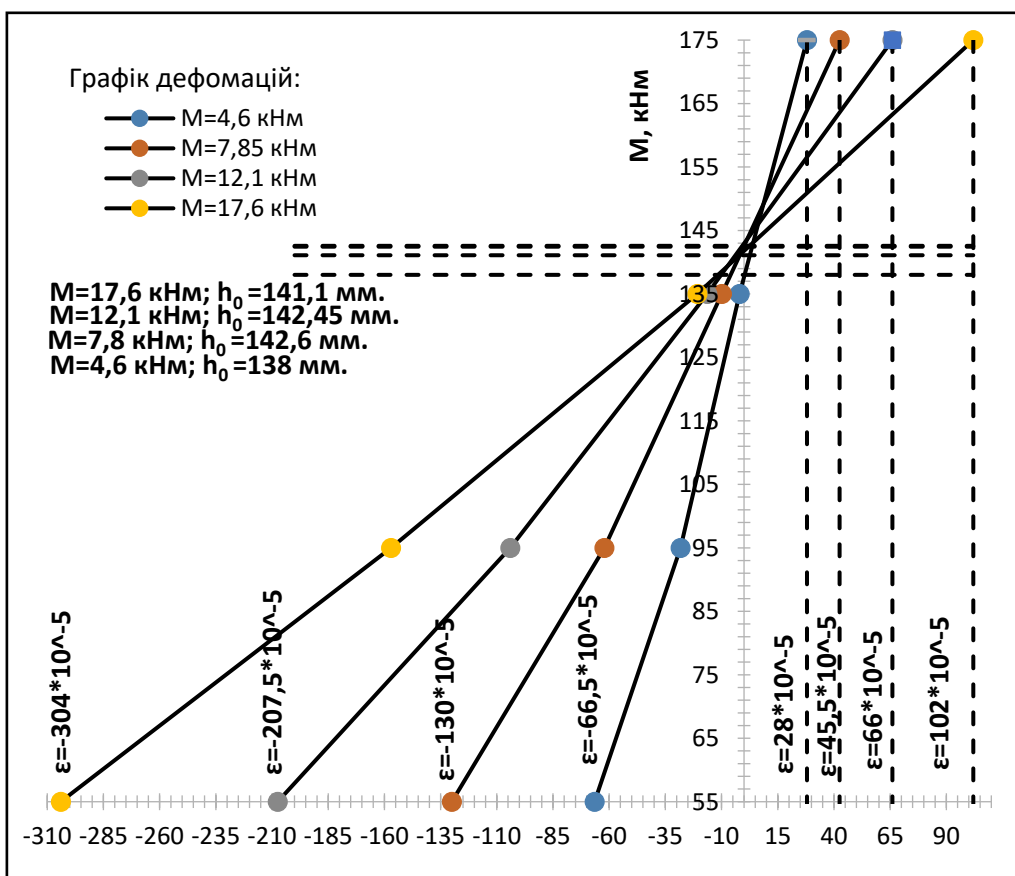


Рис. А.14 Графік деформації бетону в 3-ї зоні в балок БК 2.5.1-0 серії 2-ї



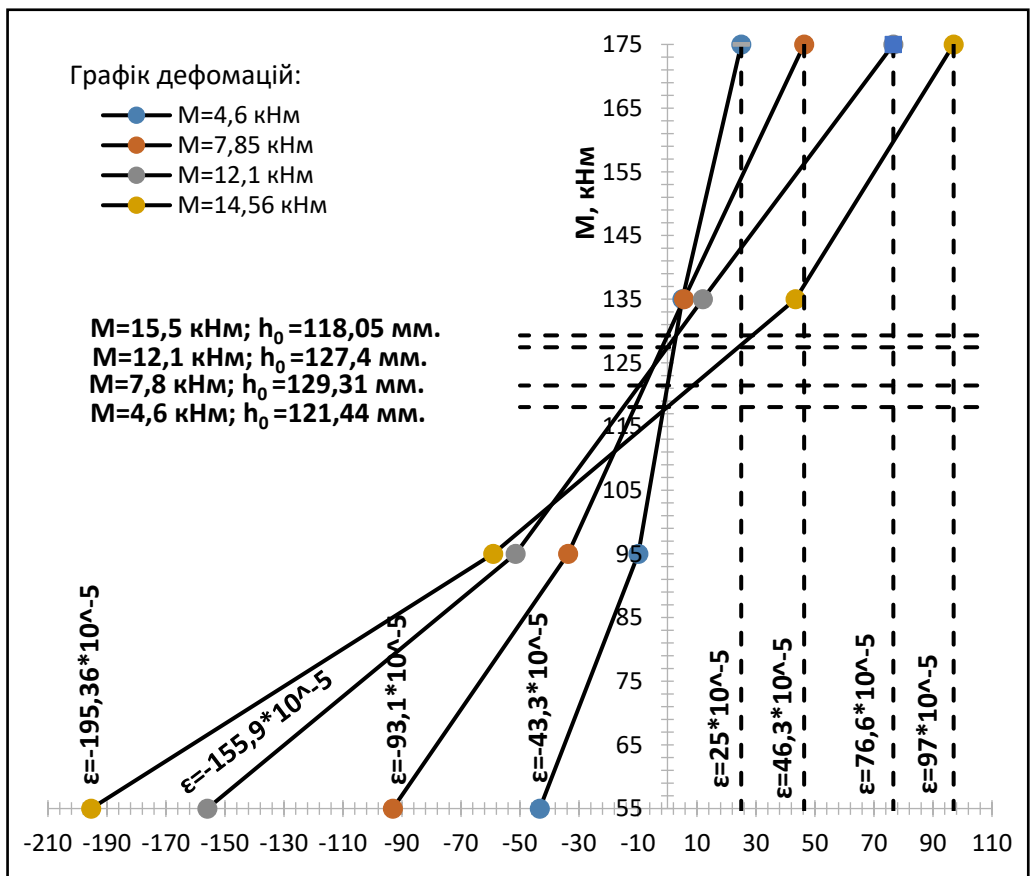


Рис. А.15. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в балок БП 2.6.1-0-20 серії 2-ї

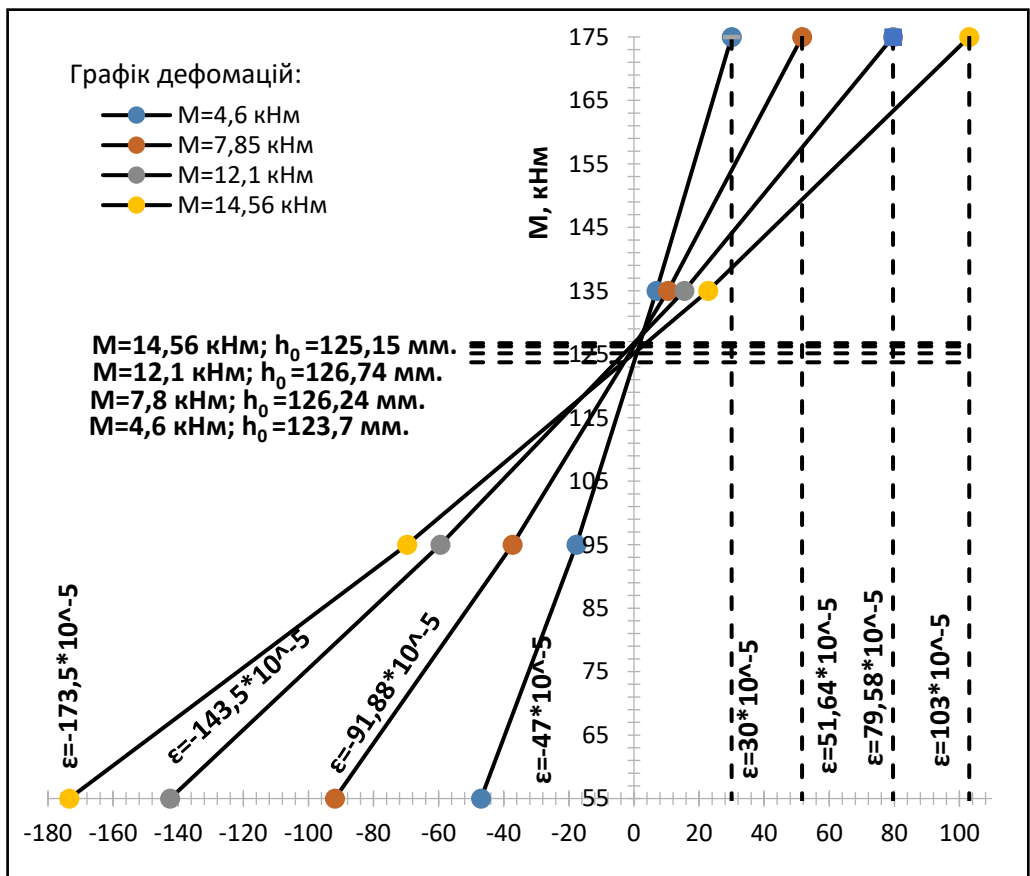


Рис. А.16. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в балок БП 2.6.1-0-20 серії 2-ї

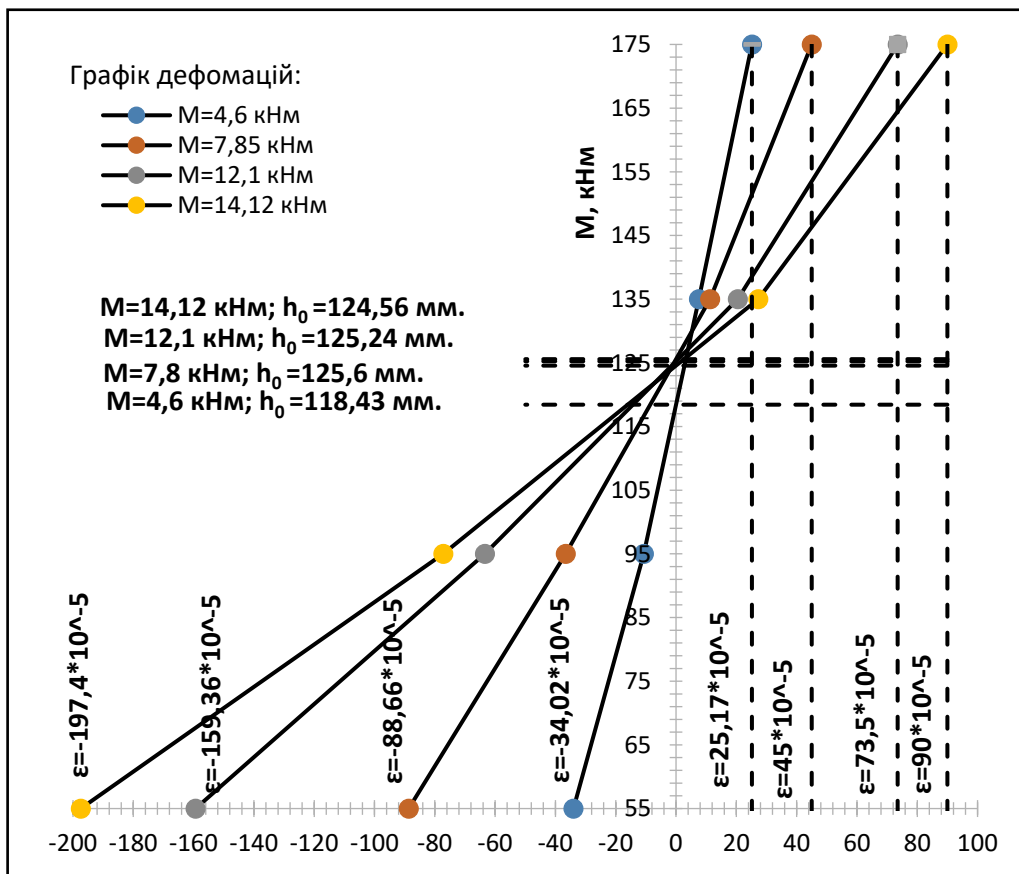


Рис. А.17. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в балок БП 2.6.2-0-80 серії 2-ї

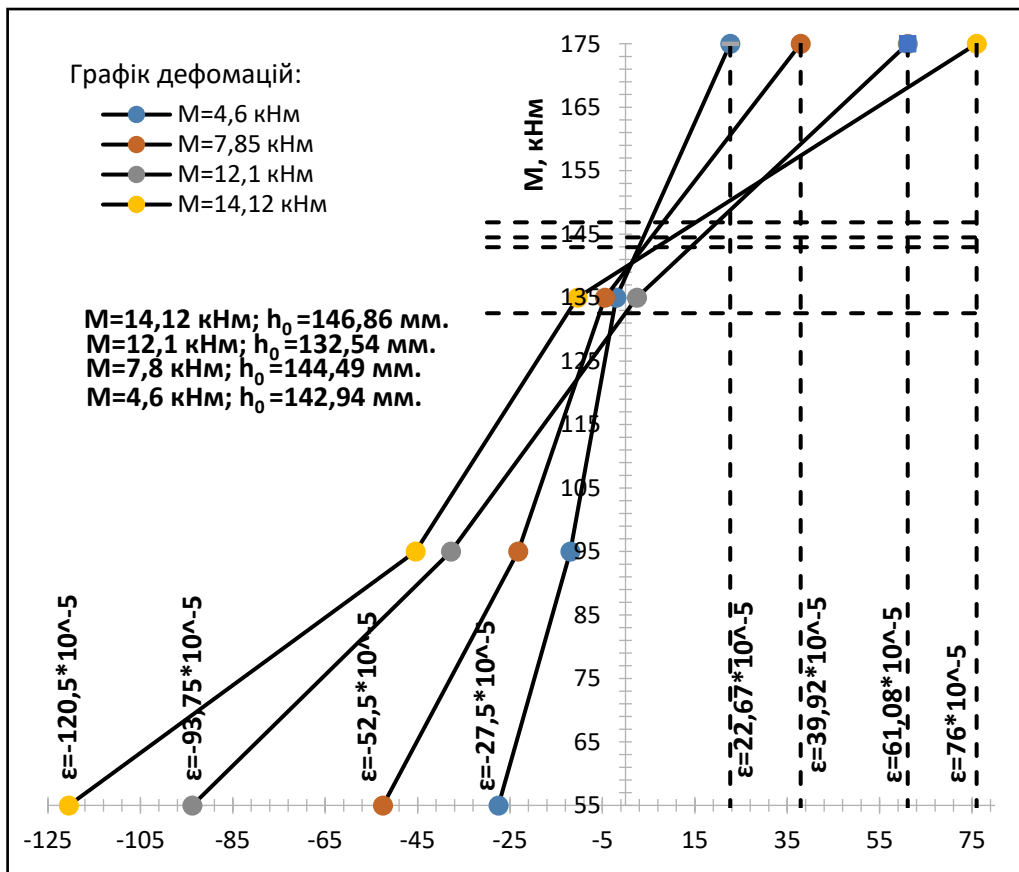


Рис. А.18. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в балок БП 2.6.2-0-80 серії 2-ї

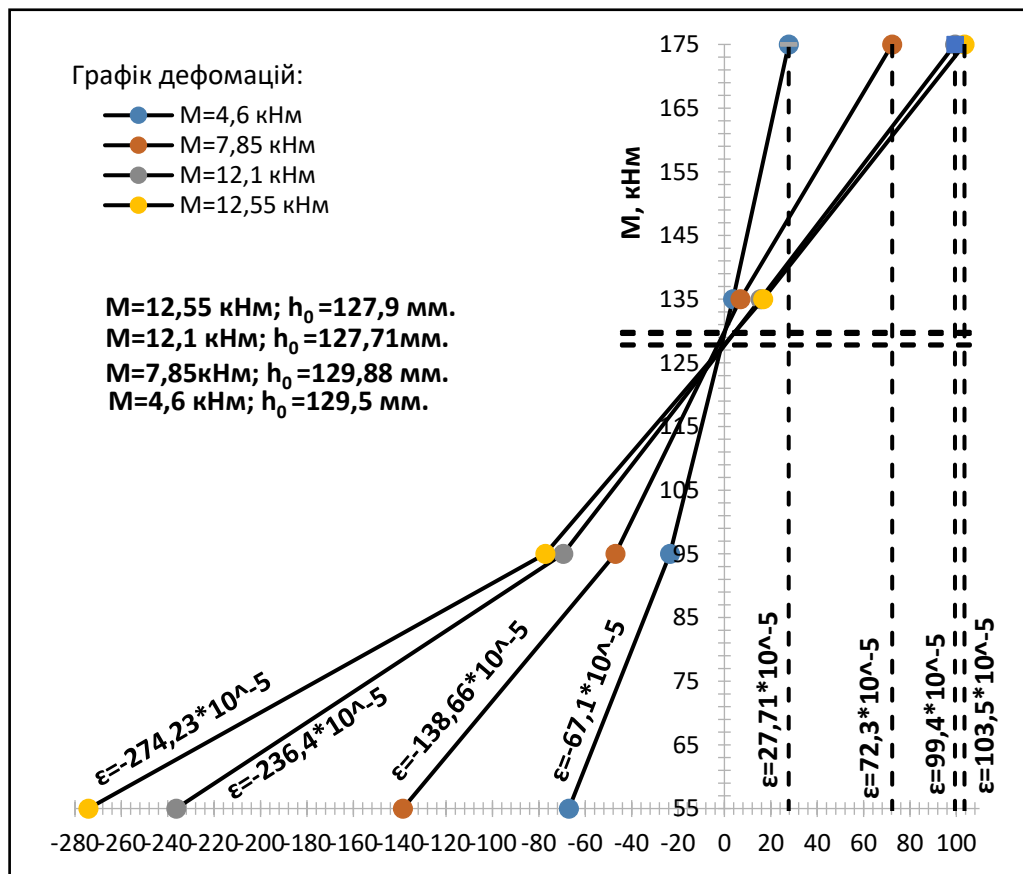


Рис. А.19. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в балок БП 2.7.1-0,3-80 серії 2-ї

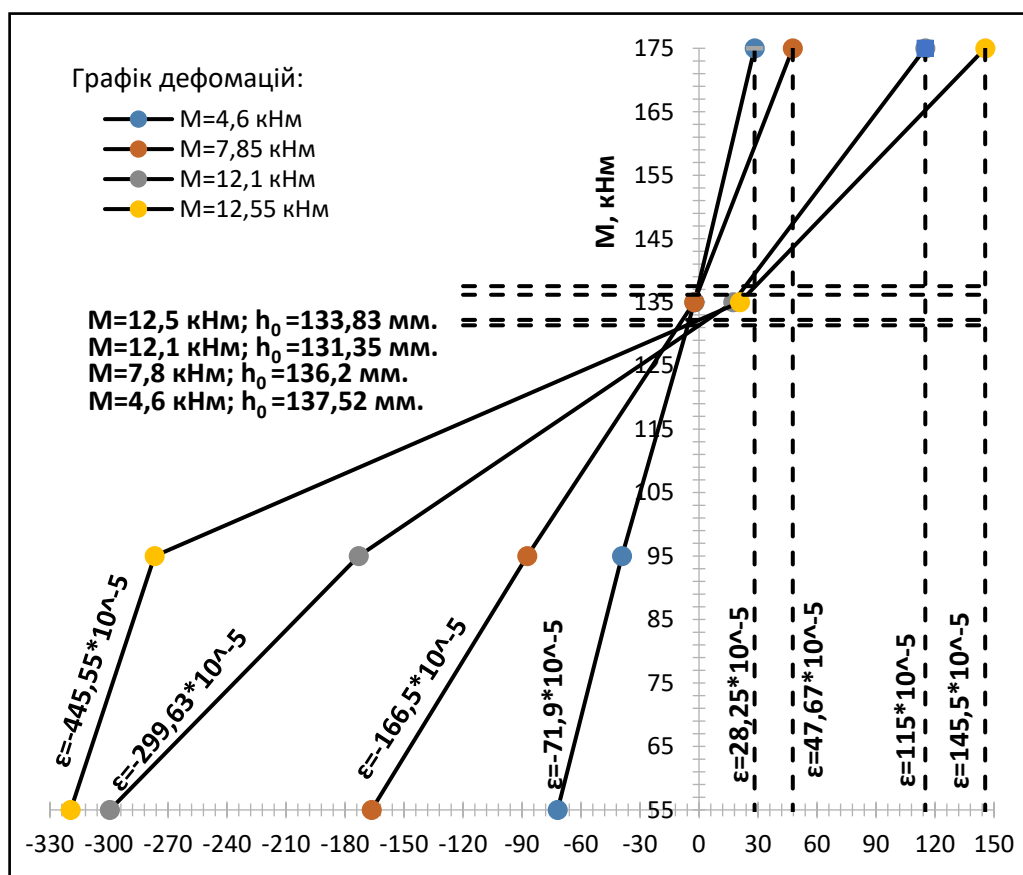


Рис. А.20. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в балок БП 2.7.1-0,3-80 серії 2-ї

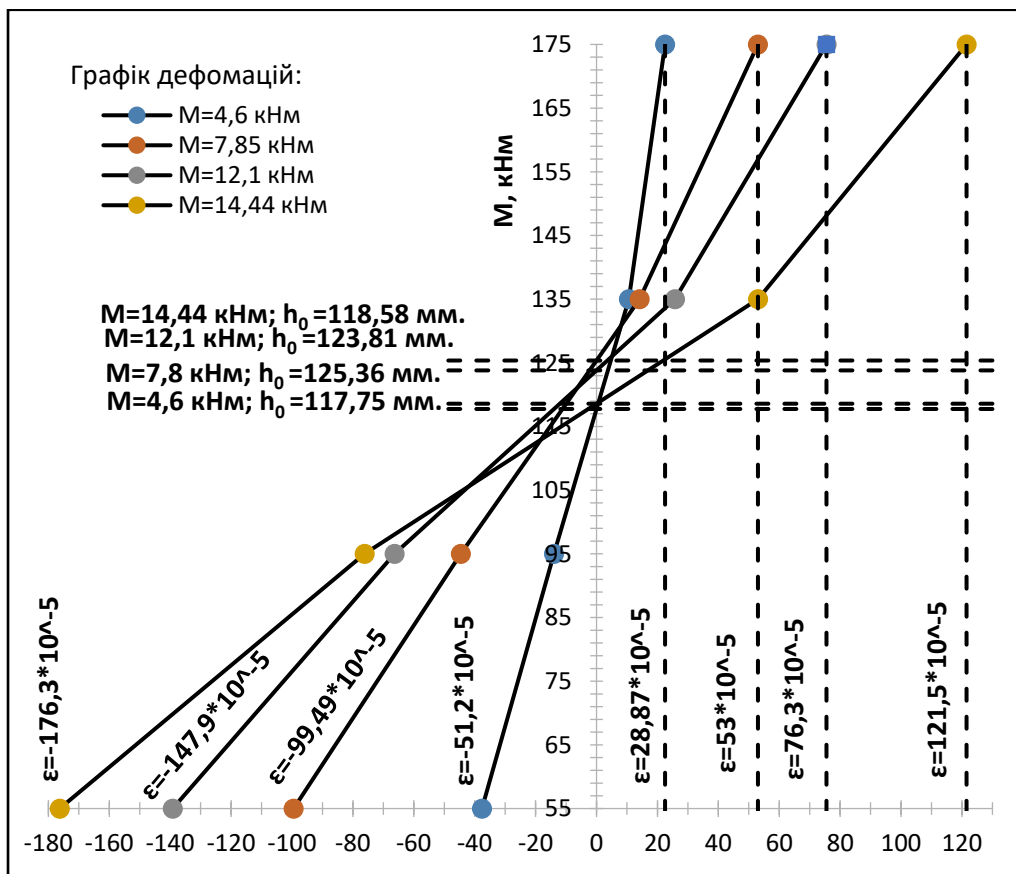


Рис. А.21. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в балок БП 2.8.1-0,5-20 серії 2-ї

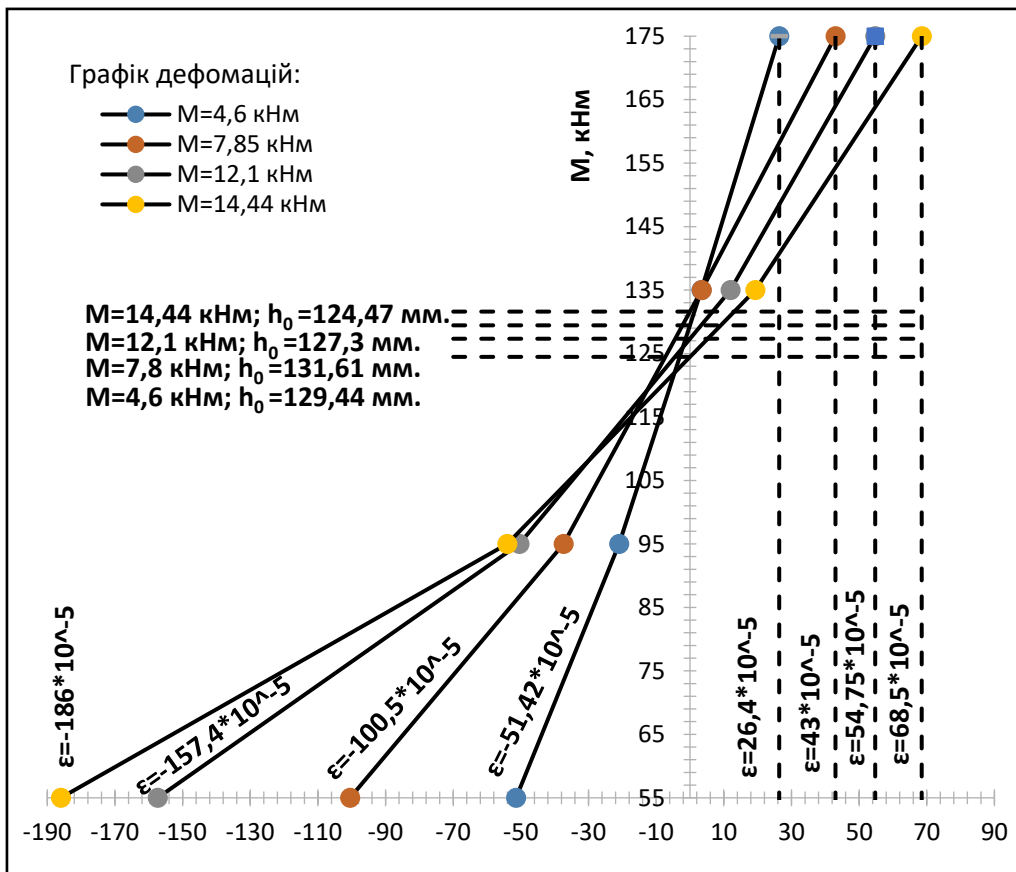


Рис. А.22. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в балок БП 2.8.1-0,5-20 серії 2-ї

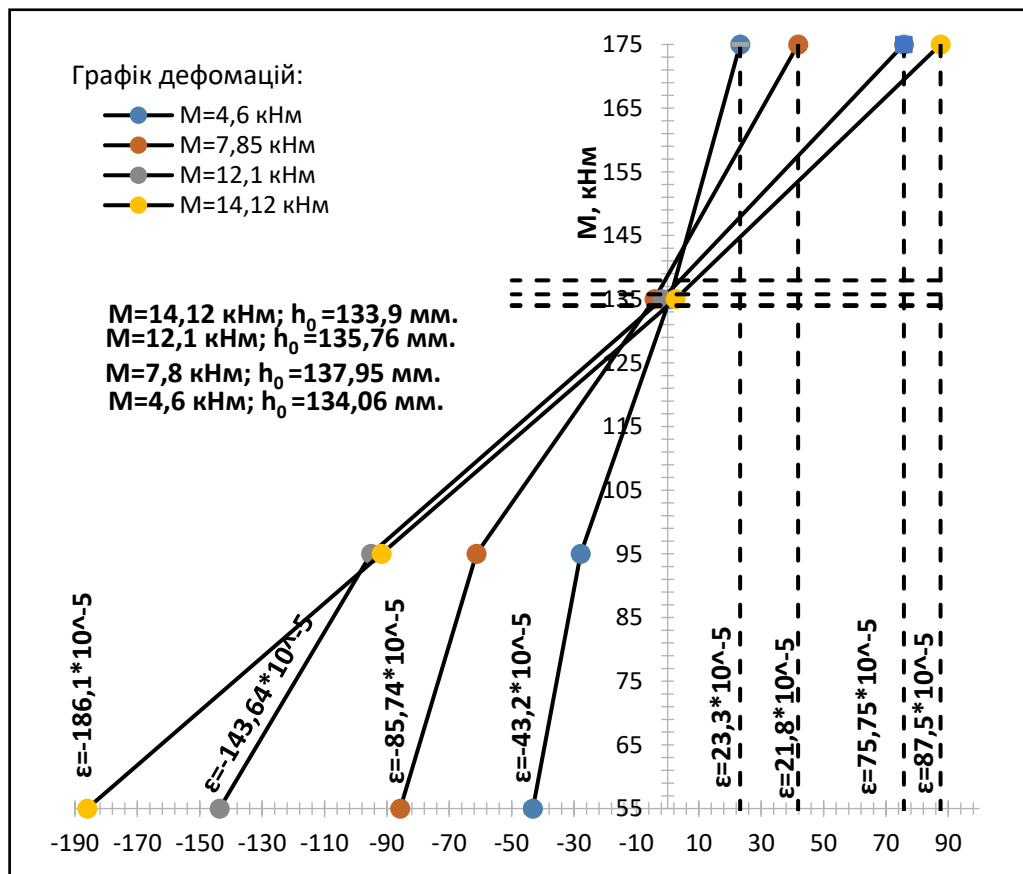


Рис. А.23. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в балок БП 2.8.2-0,5-80 серії 2-ї

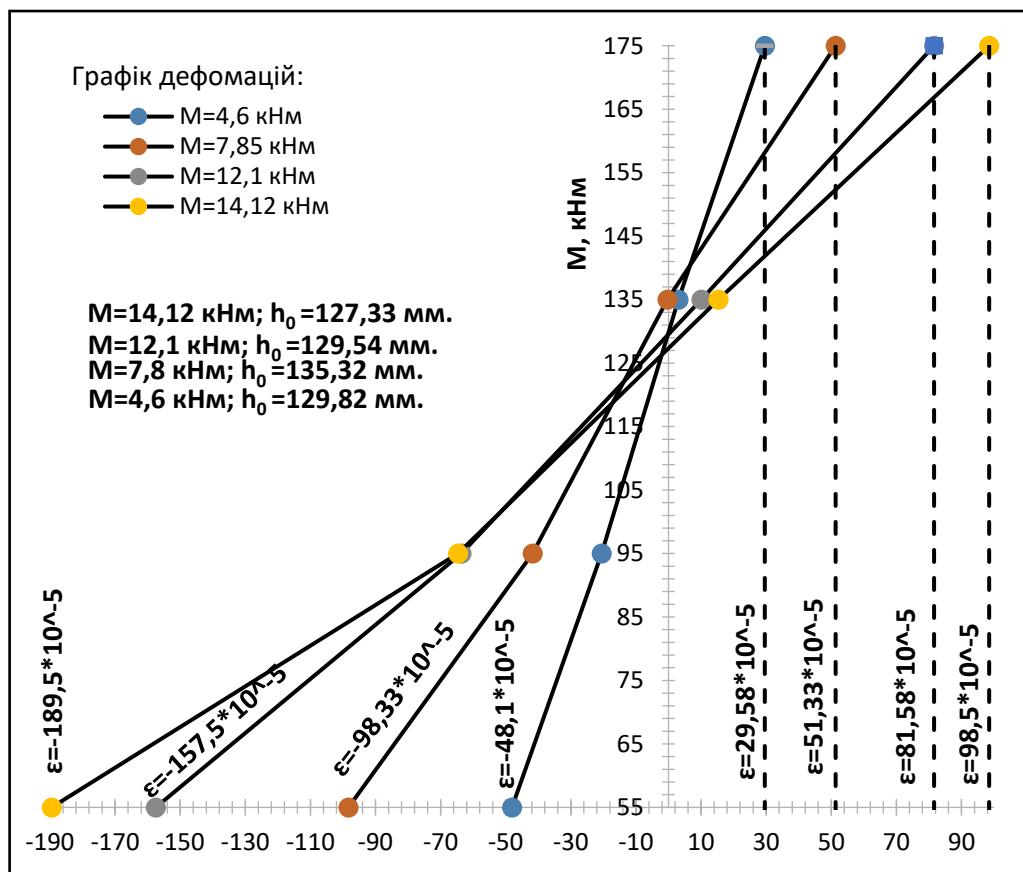


Рис. А.24. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в балок БП 2.8.2-0,5-80 серії 2-ї

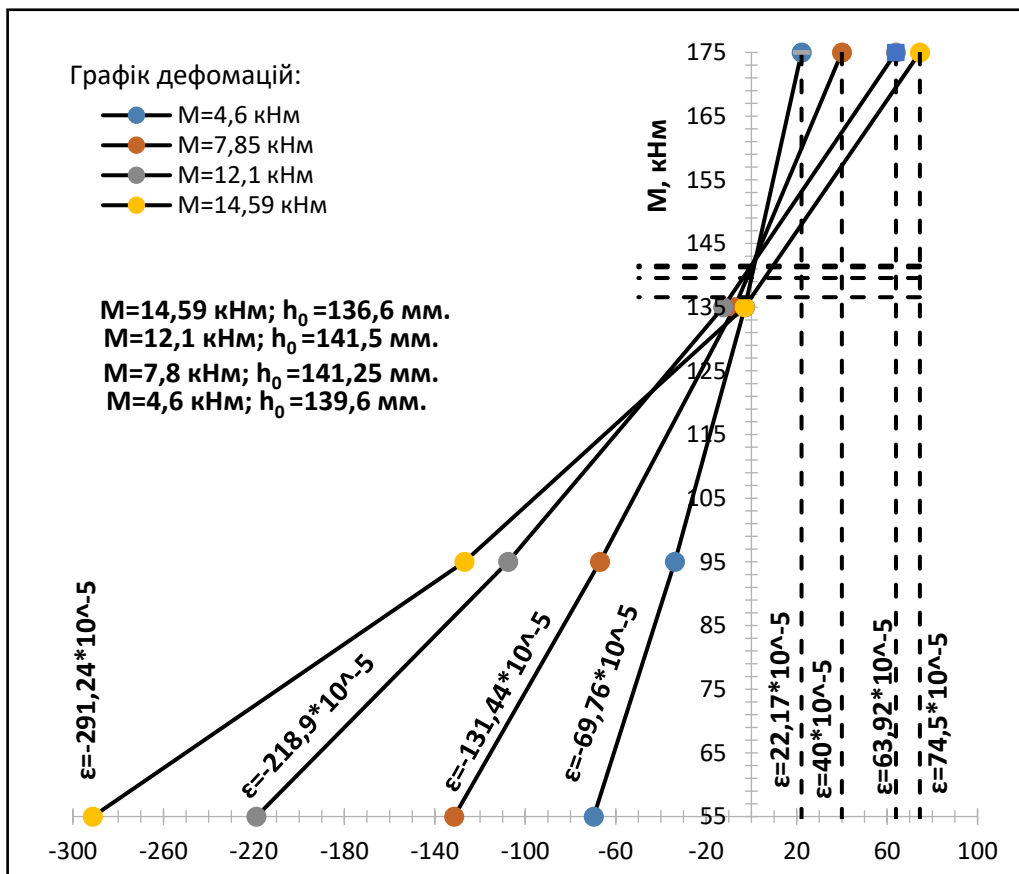


Рис. А.25. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в балок БП 2.9.1-0,7-80 серії 2-ї

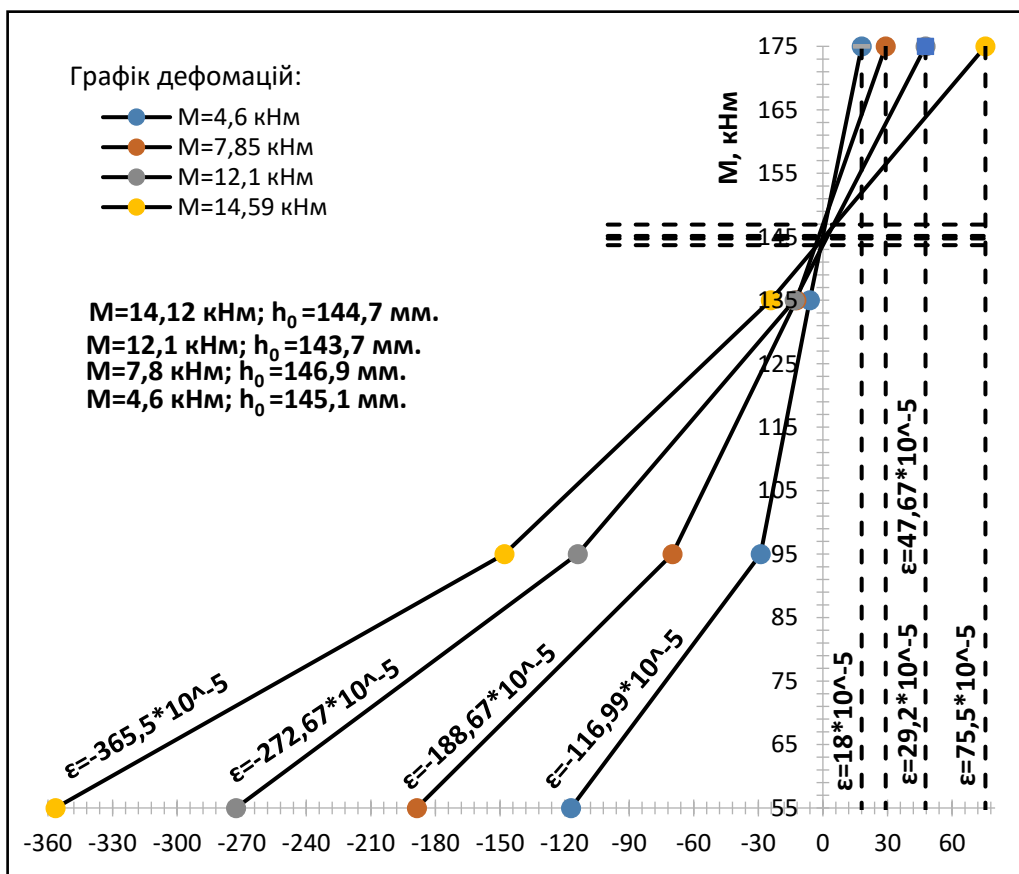


Рис. А.26. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в балок БП 2.9.1-0,7-80 серії 2-ї

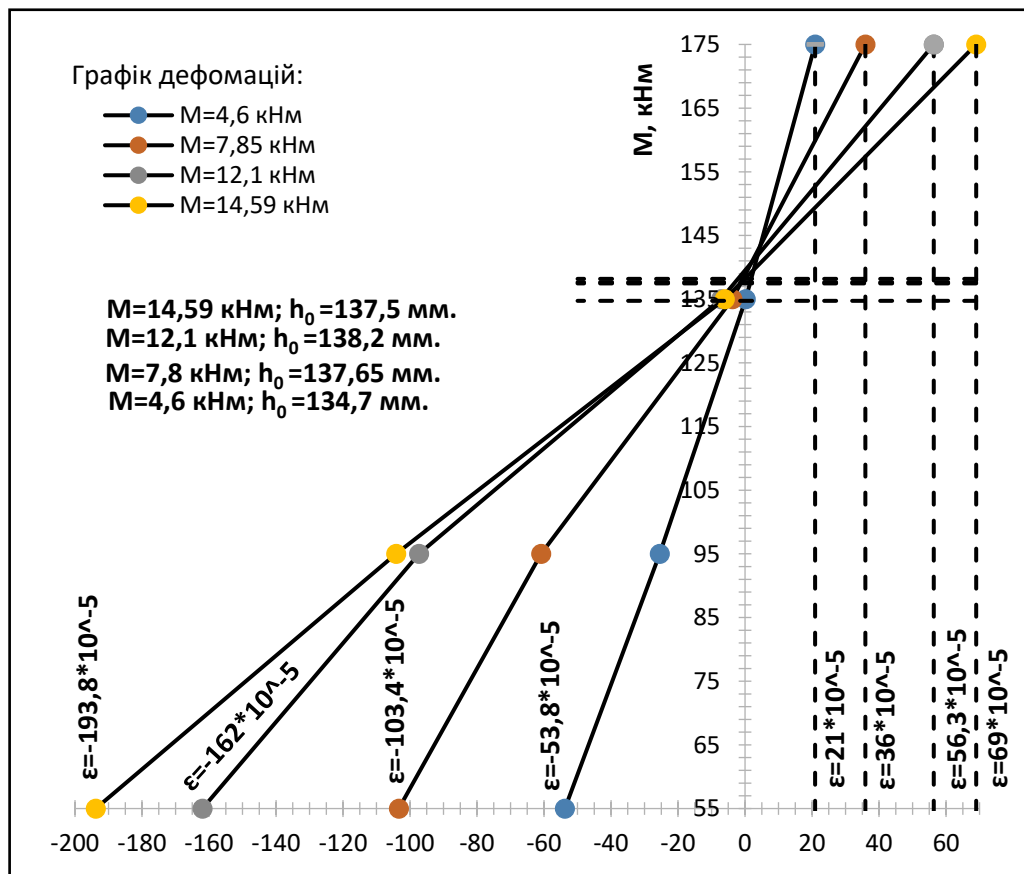


Рис. А.27. Графік деформації бетону в 1-ї зоні в балок БП 2.9.1-0,5-80 серії 2-ї

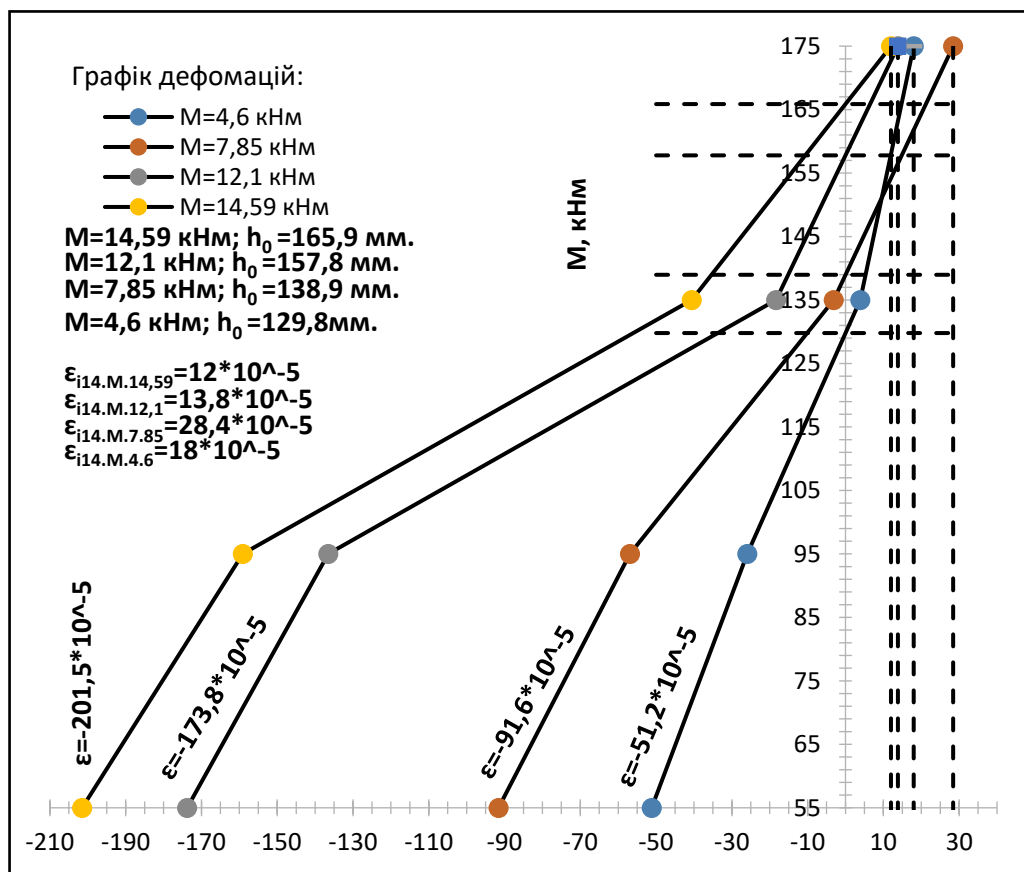


Рис. А.28. Графік деформації бетону в 3-ї зоні в балок БП 2.9.1-0,5-80 серії 2-ї

## ДОДАТОК Б. Фотофіксація характеру руйнування залізобетонних балок



Рис. Б.1. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БК 1.1.1-0 зверху та знизу

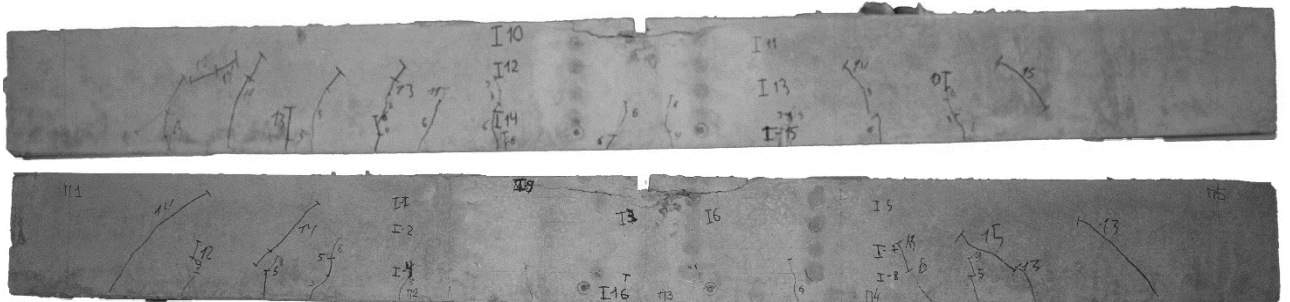


Рис. Б.2. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БП 1.1.2-0-20 зверху та знизу

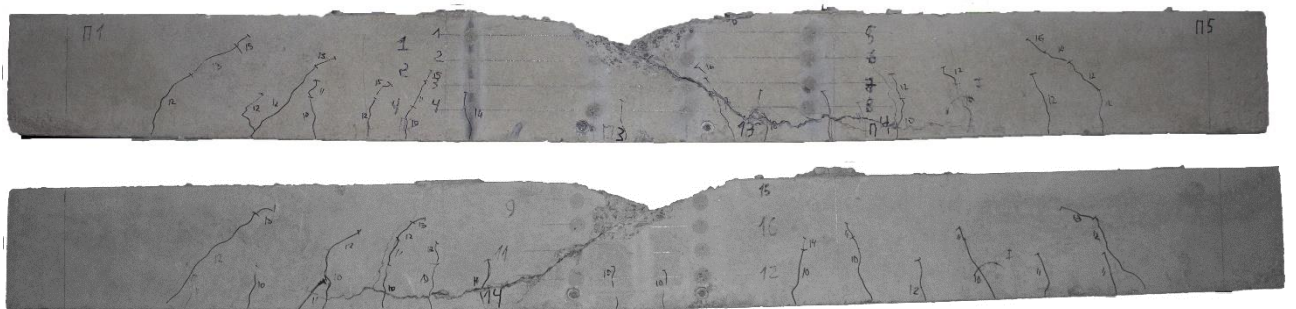


Рис. Б.3. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БП 1.2.1-0,3-20 зверху та знизу

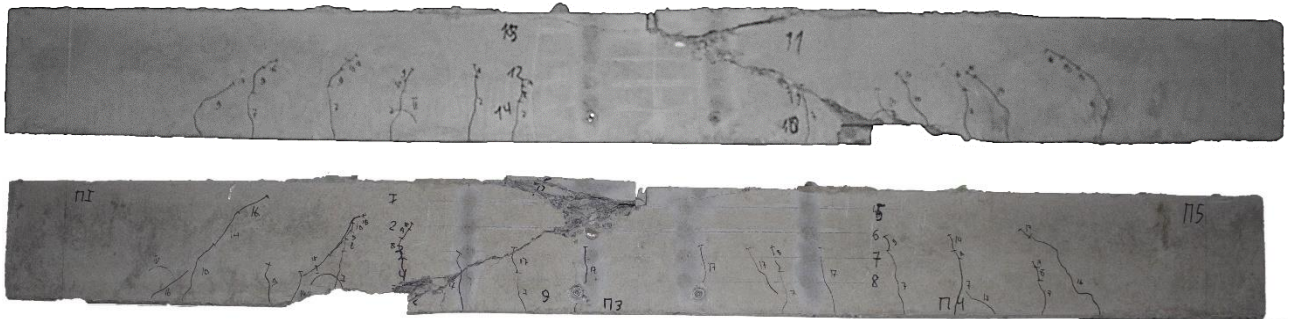


Рис. Б.4. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БП 1.3.1-0,5-20 зверху та знизу





Рис. Б.5. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БП 1.3.2-0,5-80 зверху та знизу

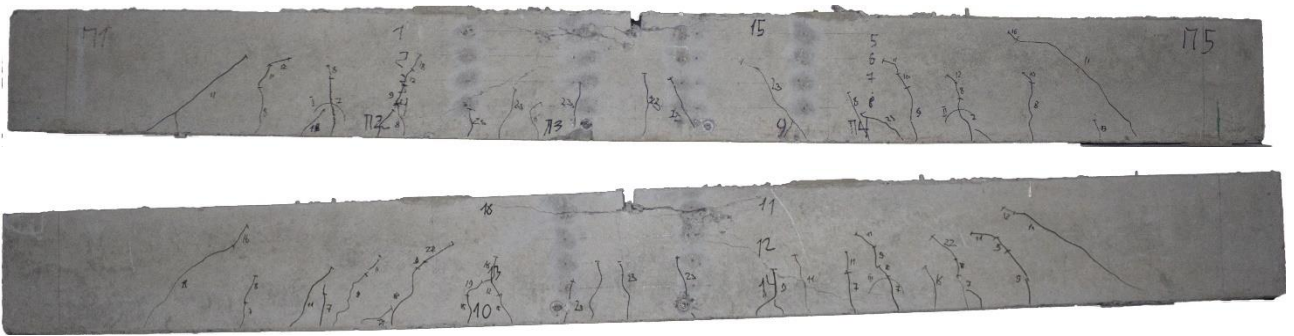


Рис. Б.6. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БП 1.4.1-0,7-20 зверху та знизу

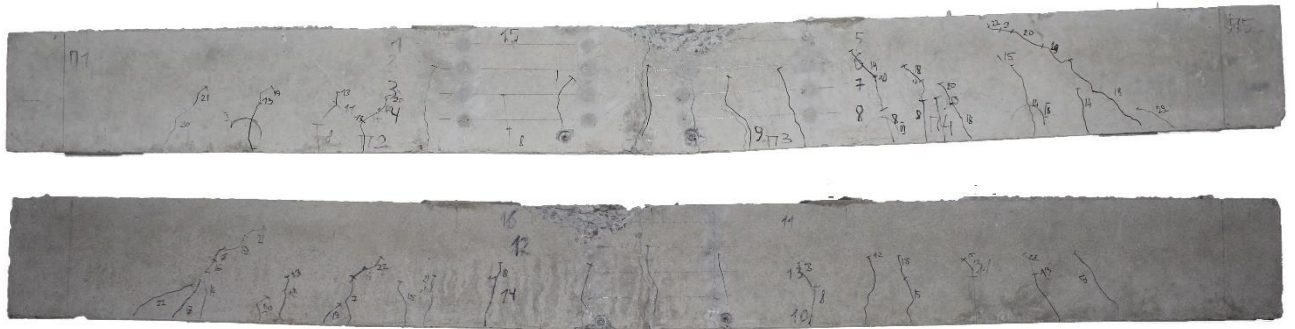


Рис. Б.7. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БК 2.5.1-0 зверху та знизу



Рис. Б.8. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БП 2.6.1-0-20 зверху та знизу

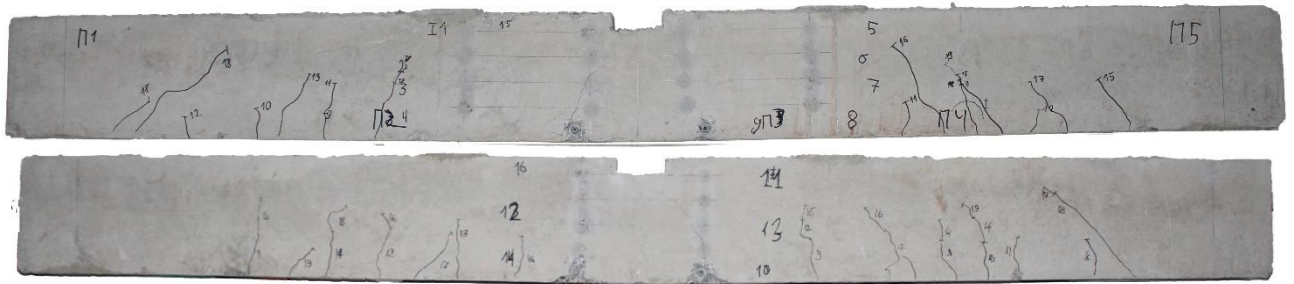


Рис. Б.9. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БП 2.6.2-0-80 зверху та знизу

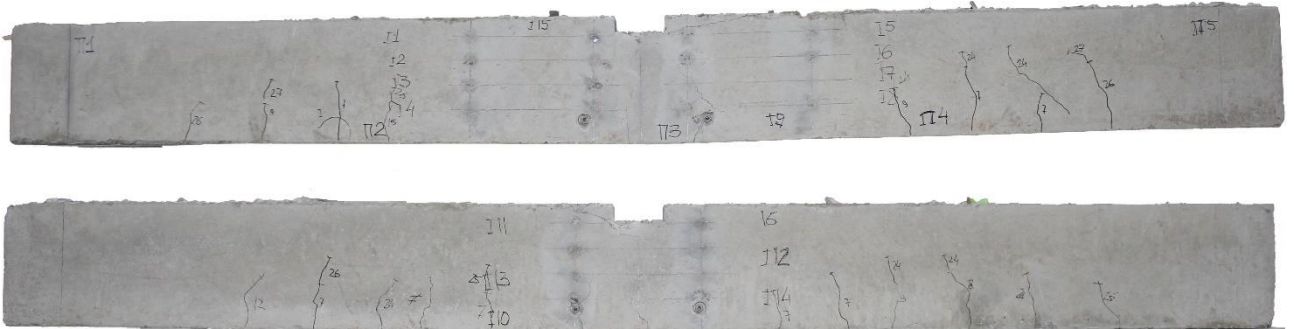


Рис. Б.10. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БП 2.7.1-0,3-80 зверху та знизу

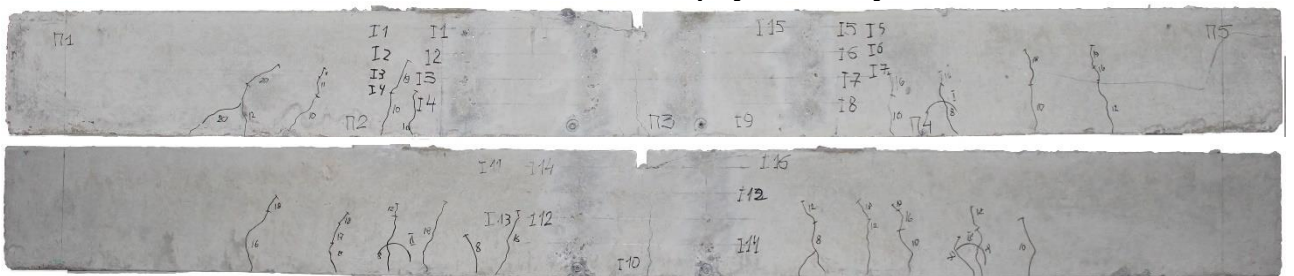


Рис. Б.11. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БП 2.8.1-0,5-20 зверху та знизу



Рис. Б.12. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БП 2.8.2-0,5-80 зверху та знизу

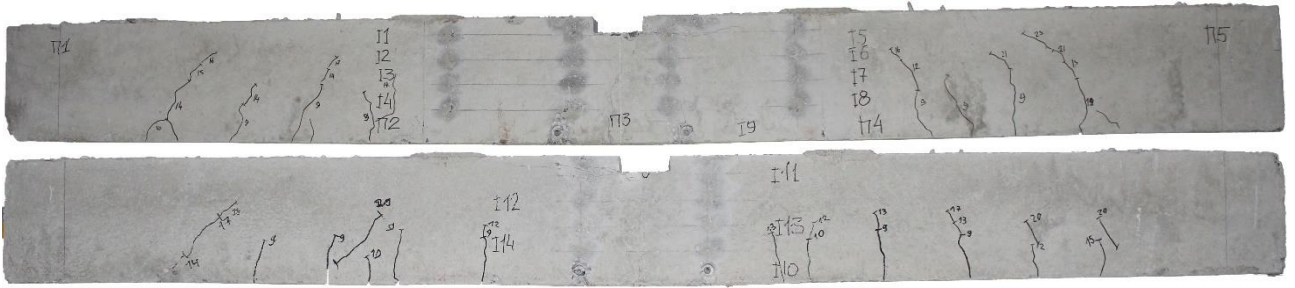


Рис. Б.13. Загальний вигляд утворення тріщин дослідних зразків  
БП 2.9.1-0,7-80 зверху та знизу



Рис. Б.13. Загальний вигляд утворення тріщин та сколів дослідних зразків  
БП 2.10.1-0,5-80 зверху та знизу

## ДОДАТОК В. Список публікацій. Апробація результатів дисертаційної роботи

### Список публікацій здобувача

#### Публікації у наукових фахових виданнях України

1. Лободанов М. М., Вегера П. І., Бліхарський З. Я. Аналіз впливу основних видів дефектів та пошкоджень на несучу здатність залізобетонних елементів // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Серія: Теорія і практика будівництва. 2018. № 888. С. 93–100. *(Виконано аналіз досліджень впливу видів пошкоджень та дефектів на несучу здатність залізобетонних елементів, з метою визначення пріоритетності їх для дослідження).* (Index Copernicus).

2. Лободанов М. М., Вегера П. І., Бліхарський З. Я. Аналіз основних методів дослідження впливу пошкоджень на несучу здатність в залізобетонних елементах // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. / Нац. ун-т вод. госп-ва та природокористування. Рівне, 2018. Вип. 36. С. 389–396. *(Виконано аналіз існуючих методів дослідження та запропоновано методика на основі проаналізованих матеріалів).*

3. Куценко В. М., Канюк В. М., Лободанов М. М. Підсилення фундаментів шахтних вентиляційних установок за умов техногенної ерозії ґрунтової основи // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Серія: Теорія і практика будівництва. 2019. № 912. С. 108–114. *(Виконано аналіз зміни роботи залізобетонного елемента внаслідок пошкодження і початку роботи як згинаний залізобетонний елемент, проаналізовано виконання реконструкції із врахуванням вище вказаних факторів).* (Index Copernicus).

4. Лободанов М. М., Вегера П. І., Бліхарський З. Я. Визначення несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженням за дії навантаження // Наука та будівництво. 2020. № 26(4). С. 26–32. *(Експериментальним шляхом визначено несучу здатність залізобетонних балок з пошкодженнями робочої бетону за дії навантаження).* (Index Copernicus).

#### Публікації у закордонних наукових періодичних виданнях

5. Lobodanov M., Vegera P., Blikharskyu Z. Influence analysis of the main types of defects and damages on bearing capacity in reinforced concrete elements and their research methods // Production Engineering Archives. 2019. Vol. 22. P. 24–29. *(Виконання аналіз експериментальних та теоретичних методів дослідження впливу пошкодження на напружено-деформований стан згинаних залізобетонних елементів).* (Index Copernicus).

#### Публікації тез та доповідей за матеріалами конференцій

6. Lobodanov M., Vegera P., Blikharskyu Z. Planning experiment for researching reinforced concrete beams with damages // Lecture Notes in Civil

Engineering (Proceedings of CEE 2019. Advances in resource-saving technologies and materials in civil and environmental engineering). 2020. Vol. 47. P. 243–250. *(Виконано визначення пріоритетності факторів впливу на несучу здатність залізобетонних елементів з отриманим пошкодженням за дії навантаження)*. (Scopus).

7. Lobodanov M., Vegera P., Blikharskyu Z. Influence of Damages in the Compressed Zone on Bearing Capacity of Reinforced Concrete Beams // Lecture Notes in Civil Engineering (International Scientific Conference EcoComfort and Current Issues of Civil Engineering). 2020. Vol. 100. P. 260–267. *(Виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок та аналіз отриманих результатів)*. (Scopus).

8. Лободанов М. М., Вегера П. І., Бліхарський З. Я. Дослідження сумісного впливу пошкодження стиснутої зони бетону та недостатнього армування в згинаних залізобетонних елементах // Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доповідей III всеукраїнської науково-практичної конференції, 17-18 грудня 2020 р., Одеса - Одеса: Одеська Державна академія будівництва та архітектури. – С. 157. *(Виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок та аналіз їх деформацій)*.

**Апробація результатів дисертації.** Основні положення дисертаційної роботи доповідалися та обговорювалися на міжнародній науково-технічній конференції «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (16-18 жовтня 2018, Рівне); на XVII-ї міжнародній науковій конференції «Issues of Civil and Environmental Engineering Lviv - Košice – Rzeszów» (11-13 вересня 2019, Львів); на II-ї міжнародній науковій конференції «Ecocomfort and current issues of civil engineering» (16-18 вересня 2020, Львів); на III-ї всеукраїнській науково-практичній конференції «Проблеми та перспективи розвитку будівельного комплексу» (17-18 грудня 2020, Львів)

**ДОДАТОК Г. Довідки про впровадження****ТЗОВ «Західбудком»**

ЄДРПОУ 35547502, 79022 м. Львів, Залізничний район, вул. Залізнична, 7  
Центральна філія ПАТ «Кредобанк» р/р 41325365000002600401329724  
ПН 355475013053 Св.№ 100325023

Вих. N 24/02-21 від 24.02.2021 року

**ДОВІДКА****про впровадження науково-дослідних робіт**

Дисертаційні робота Лободанова Максима Михайловича містить значні наукові та практичні результати, які можуть бути застосовані в практиці будівництва.

Зокрема, при розробленні проекту реконструкції об'єкту: «Посилення конструктивних елементів залізобетонних ребристих плит перекриття будівлі за адресою: м. Київ, вул. Будіндустрія, 5» були використані результати дослідження залишкової несучої здатності залізобетонних конструкцій з пошкодженнями стиснутої зони бетону з врахуванням діючого навантаження на конструкцію та дозволили суттєво детальніше отримати відомості про реальний напружено-деформований стан конструкції.

**Директор  
Товариства з обмеженою  
відповідальністю  
«ЗАХІДБУДКОМ»**



**Іваник О.Я.**



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

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

Вих. № 08/02/21-01 від 08.02.2021р.

**Довідка**  
 про впровадження науково-дослідних робіт

Результати дисертаційної роботи Лободанова М. М. на тему «Міцність та деформативність згинаних залізобетонних елементів з пошкодженням бетону за дії навантаження» були впроваджені в практику будівництва при експертизі конструкцій об'єкту «Реконструкція промислового комплексу будівель і споруд під підприємство деревообробної промисловості за адресою: Рівненська область, Рівненський район, с. Городок, вулиця Штейнгеля барона, 4а».

Дані дослідження мають практичне застосування при визначенні реальної несучої здатності залізобетонних елементів, що експлуатуються, та є актуальними, оскільки на даний момент є значна кількість пошкоджених будівель через довготривалу експлуатацію.

**Директор**  
 Товариства з обмеженою  
 відповідальністю «Компанія «Спецпроектбуд»



Кшик Я.Д.

**Товариство з обмеженою відповідальністю "Інститут Проектування "КОМФОРТБУД"**  
**Limited Liability Company COMFORTBUD Design Institute**

79031, Україна, м. Львів, вул. Карла Микльоша, 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  
 e-mail: office@comfortbud.ua



23, Karla Miklosa St., 79031, 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  
 e-mail: office@comfortbud.ua

ЄДРПОУ 34259862, ІПН №342598613048, свідоцтво № 17864872, юридична адреса: 79035, м. Львів, Україна, вул. Зелена, 186  
 п/р 26004011003886 у АТ КРЕДОБАНК, МФО 325365, ІВАН UA 10 325365 0000026004011003886

Вих. № 12 від 26 . 02 . 20 21

**Довідка  
 про впровадження науково-дослідних робіт**

Результати наукових досліджень дисертаційної роботи Лободанова Максима Миколайовича на тему "Міцність та деформативність згинаних залізобетонних елементів з пошкодженням бетону за дії навантаження" використані ТзОВ «Інститут Проектування "КОМФОРТБУД"» при виконанні обстеження та подальшому розробленні проектів реконструкції об'єкту у місті Ужгород, на вул. Корятовича, 20.

Проведено обстеження та розроблено проект реконструкції з використанням напрацьовань в напрямку досліджень деформативності пошкоджених залізобетонних елементів при дії навантаження.

З повагою,

директор



А.П.Вишневецький