

Міністерство освіти і науки України  
Національний університет „Львівська політехніка”  
Національний університет водного господарства та природокористування

Кваліфікаційна наукова  
праця на правах рукопису

**Бліхарський Зіновій Зіновійович**


УДК 624.012.25

**ДИСЕРТАЦІЯ**  
**МІЦНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З**  
**ПОШКОДЖЕННЯМ АРМАТУРИ ПРИ ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ**

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди  
19 – Будівництво та архітектура

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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

 З.З.Бліхарський

Науковий керівник: Шналь Тарас Миколайович, кандидат технічних наук, доцент

**Рівне - 2019**

## АНОТАЦІЯ

Бліхарський З.З. Міцність та деформативність залізобетонних балок з пошкодженням арматури при дії навантаження – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 „Будівельні конструкції, будівлі та споруди” (192 – Будівництво та цивільна інженерія). – Національний університет „Львівська політехніка”, Львів. - Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне. 2019.

У **вступі** викладено актуальність теми, мету та задачі досліджень, наукову новизну, практичне значення роботи, особистий внесок здобувача, характеристику дисертаційної праці.

В **розділі 1** зроблено аналіз виконаних досліджень з даної тематики, виконаних як в нашій країні, так і за кордоном. Описано причини пошкоджень залізобетонних конструкцій в цілому та арматури зокрема. Найчастіше причиною пошкоджень арматури є корозія, викликана впливом агресивного середовища. При цьому пошкодження відбуваються за дії на конструкції навантаження різної інтенсивності – від власної ваги конструкцій, технологічного обладнання, рухомих механізмів, атмосферних впливів (сніг, вітер), тощо. Дія навантаження викликає появу тріщин в залізобетонних конструкціях, які відкривають арматуру для корозійних впливів. Крім цього, наявні напруження та деформації в бетоні та арматурі конструкцій пришвидшують корозійні процеси і сприяють поширенню пошкоджень. Після пошкодження залізобетонні конструкції потребують підсилення та відновлення несучої здатності та експлуатаційної придатності. Для прийняття ефективного методу підсилення необхідно мати повну інформацію про напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій та вплив наявних пошкоджень, особливо арматури з врахуванням дії навантаження, що досліджено не достатньо.

На підставі огляду літературних джерел сформульовано задачі досліджень.

В **розділі 2** подано програму та методику експериментальних досліджень.

В загальному було виготовлено 16 залізобетонних балок розмірами  $100 \times 100 \times 2000$  мм, 9 бетонних призм  $100 \times 100 \times 400$  мм, 20 бетонних кубів  $100 \times 100 \times 100$  мм, 3 бетонних циліндри діаметром 100 мм і висотою 200 мм та 4 бетонних циліндра діаметром 150 мм і висотою 300 мм. Для дослідження фізико-механічних характеристик арматури заплановано випробування 19-ти стержнів з різноманітними за формою і розмірами пошкодженнями; зразки-циліндри для визначення твердості сталі в поперечному перерізі арматурних стержнів; спеціально виготовлені трубчасті зразки термічно зміцненого кільцевого перерізу арматурних стержнів та зразки серцевини арматурних стержнів.

Залізобетонні балки випробовували шляхом поетапного навантаження двома зосередженими силами в третинах прольоту із зоною „чистого згину” посередині балки. Для вимірювання деформацій бетону, арматури та прогинів в залізобетонних балках використовували прилади механічної дії: індикатори, мікроіндикатори, прогиноміри, закріплені в характерних місцях балок.

Залізобетонні балки були трьох серій – з діаметром робочої арматури  $\text{Ø}20\text{A}500\text{C}$  12 зразків, з діаметром арматури  $\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$  2 зразки та з діаметром  $\text{Ø}22\text{A}500\text{C}$  2 зразки.

Всі арматурні стержні робочої арматури були із термічно-зміцненої арматурної сталі класу A500C.

Балки КБ-1.1, КБ-1.2, армовані  $\text{Ø}20\text{A}500\text{C}$  та КБ-2.13, КБ-2.14, армовані  $\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$  були контрольними і випробувались без нанесення пошкоджень робочої арматури. БП-1.3, БП-1.4 армовані  $\text{Ø}20\text{A}500\text{C}$  випробували після пошкодження робочої арматури  $\text{Ø}20\text{A}500\text{C}$  сверлінням отвору в зоні „чистого згину” діаметром  $\text{Ø}5.6$  мм, зменшуючи площу її перерізу до площі поперечного перерізу арматури  $\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$ .

Всі інші балки навантажували до рівня 0.3; 0.5 та 0.7  $M_{\text{ult}}^{\text{exp}}$  ( $M_{\text{ult}}^{\text{exp}}$  – згинальний момент, при якому відбувалось вичерпання несучої здатності внаслідок текучості арматури залізобетонних балок, армованих  $\text{Ø}20\text{A}500\text{C}$  без пошкодження арматури). Після досягнення відповідного рівня навантаження виконували пошкодження розтягнутої робочої арматури шляхом висверлювання отворів із

поетапним збільшенням по 0.5 мм їх діаметру з 1.0 до 5.6 мм, зменшуючи площу стержнів  $\varnothing 20$  до площі перерізу  $\varnothing 16$ . Після цього балки продовжували поетапно навантажувати до вичерпання несучої здатності. Фізико-механічні властивості бетону отримували випробуванням бетонних кубів, призм та циліндрів. Фізико-механічні властивості арматурної сталі випробовували з отриманням реальних діаграм  $\sigma$ - $\epsilon$ . Діаграми  $\sigma$ - $\epsilon$  було отримано також під час випробування окремих арматурних стержнів з пошкодженням поперечного перерізу. Крім цього випробуванням мікротвердості поперечних шліфів термічно-зміцненої арматури та випробуванням спеціально виготовлених з арматурних стержнів зразків встановлено, що зовнішні термічно-зміцнені шари арматури мають вищі фізико-механічні властивості в порівнянні із серцевиною стержнів.

В розділі 3 наведено результати міцності, деформативності і тріщиностійкості залізобетонних балок. Аналіз отриманих результатів експериментальних випробувань показав, що несуча здатність залізобетонних балок з пошкодженою робочою арматурою зменшується в порівнянні з контрольними балками без пошкоджень арматури внаслідок зменшення поперечного перерізу арматури. Однак, несуча здатність залізобетонних балок з робочою арматурою  $\varnothing 20A500C$  після її пошкодження до площі  $\varnothing 16A500C$  є більшою на 3.7... 24.0% від несучої здатності залізобетонних балок з робочою арматурою  $\varnothing 16A500C$  без пошкодження. Це пояснюється тим, що під час пошкодження робочої арматури сверлінням отвору в більшій мірі пошкоджується серцевина з нижчими фізико-механічними характеристиками і в меншій мірі пошкоджується зовнішній термічно-зміцнений шар з вищим фізико-механічними характеристиками.

Фізичне руйнування балок без пошкодження арматури відбувалось при зростанні навантаження після текучості арматури з розробленням стиснутої зони бетону. Фізичне руйнування залізобетонних балок з пошкодженням робочої арматури відбувалось при подальшому зростанні навантаження внаслідок розриву робочої арматури в місці пошкодження. Це пояснюється тим, що пошкодження

виконувалось в одному локальному місці, крім цього отвір, своєю чергою, служив концентратором напружень.

Прогини залізобетонних балок зростали практично пропорційно збільшенню навантаження. Під час пошкодження робочої арматури за дії навантаження прогини практично не зростали і починали збільшуватись після поетапного подальшого збільшення навантаження до вичерпання несучої здатності балок.

В розділі 4 запропоновано методику розрахунку залізобетонних балок з пошкодженням робочої розтягнутої арматури за дії навантаження на базі деформаційної моделі діючих норм. Пропонується визначати параметри напружено-деформованого стану залізобетонних балок до отримання пошкодження робочої арматури. На другому етапі розрахунку визначаються параметри напружено-деформованого стану залізобетонних балок під час отримання пошкодження і після збільшення навантаження на залізобетонну балку до вичерпання несучої здатності. Аналіз результатів виконаних розрахунків показав, що запропонована методика розрахунку із задовільною збіжністю теоретичних та експериментальних даних дозволяє визначати параметри напружено-деформованого стану залізобетонних балок з пошкодженням робочої арматури, отриманими за дії навантаження.

**Ключові слова:** залізобетонна балка, робоча арматура, пошкодження арматури, навантаження, несуча здатність, нормальні перерізи, деформації, тріщини.

## ABSTRACT

Blikharsky Z.Z. Strength and deformability of reinforced concrete beams with damaged reinforcement under load influence - Qualifying scientific choice on the rights of the manuscript.

The dissertation for the degree of candidate of technical sciences in the specialty 05.23.01 „Building constructions, buildings and structures” (192 - Construction and civil engineering). - National University „Lviv Polytechnic”, Lviv. -National University of Water and Environmental Engineering, Rivne, 2019.

In the **introduction** the relevance of the topic, the purpose and tasks of the research, the scientific novelty, the practical value of the work of the person's contribution to the characteristics of the dissertational work is given.

In **Section 1**, an analysis of completed research on this topic, performed both in our country and abroad. The reasons of damages of reinforced concrete constructions in general and reinforcement in particular are described. The most common cause of damage to the valve is the corrosion caused by the impact of the aggressive environment. In this case, the damage occurs due to actions on the design of the load of liquid intensity - from the weight of the structures, technological equipment, moving mechanisms, atmospheric influences (snow, wind), etc. The load action causes the appearance of cracks in reinforced concrete structures, which cover the reinforcement for corrosion effects. In addition, the existing stresses and deformations in concrete and reinforcement of structures accelerate corrosion processes and promote the spread of damage. After damage to reinforced concrete structures, reinforcement and restoration of bearing capacity and operational suitability of structures are required. In order to adopt an effective method of amplification it is necessary to have full information about the stress-strain state of reinforced concrete structures and the effect of existing damage, especially the reinforcement with regard to the load, which is insufficiently investigated.

On the basis of the review of literary sources, the research task is formulated.

**Section 2** provides a program and methodology for experimental research.

In total 16 reinforced concrete beams were made in the sizes 100×100×2000 mm, 9 concrete prisms 100×100×400 mm, 20 concrete cubes 100×100×100 mm, 3 concrete

cylinders with diameter of 100 mm and height 200 mm and 4 concrete cylinders with a diameter of 150 mm and height of 300 mm. To study the physical and mechanical characteristics of the fittings, it is planned to test 19 th rods with various shapes and sizes of damage, samples - cylinders for determining the hardness becomes in the cross section of reinforcing rods, specially made tubular samples of thermally reinforced annular cross-section of reinforcing rods and core core samples of reinforcing rods.

Reinforced concrete beams were tested by a step-by-step loading of two lumped forces in the trinity of the passage with a zone of „clear bend” in the middle of the beam. To measure the deformations of concrete, reinforcement and deflections in reinforced concrete beams, mechanical instruments were used indecators, microindicators, prominometers, fixed in the characteristic areas of beams.

Reinforced concrete beams were three series - with the diameter of the working armature Ø20A500C, with the diameter of the reinforcement Ø16A500C and Ø22A500C diameter.

All reinforcement bars of the working armature were made of thermally reinforced reinforced steel A500C.

Beams KB-1.1, KB-1.2, reinforced Ø20A500C and KB-2.13, KB-2.14, reinforced Ø16A500C were control and tested without damaging the working armature. BP-1.3, BP-1.4. the reinforced Ø20A500C was tested after damage to the working armature Ø20A500C by drilling a hole in the zone of „pure bending” in diameter Ø5.6 mm, reducing the area of its cross-section to the cross-sectional area Ø16A500C.

All other beams loaded to the level of 0.3, 0.5 and 0.7  $M_{ult}^{exp}$  ( $M_{ult}^{exp}$  - bending moment, at which the exhaustion of bearing capacity due to the fluidity of the reinforcement reinforced concrete beams reinforced Ø20A500C without damage to the fittings). After reaching the appropriate level of load, damage to the stretched working armature was accomplished by drilling with a step-by-step increase of 0.5 mm in diameter Ø 1.0 ... 5.6 mm reducing the area to the cross-section area Ø16. After that, the beams continued to be gradually loaded until the carrying capacity was exhausted. The physical and mechanical properties of concrete were obtained by testing concrete cubes, prisms and cylinders. Physical and mechanical properties of reinforcing steel with obtaining real

diagrams  $\sigma$ - $\varepsilon$ . Diagrams  $\sigma$ - $\varepsilon$  were also obtained during the testing of individual reinforcing rods with damage to the cross-section. In addition, the test of microhardness of transverse grinding of thermally reinforced fittings and testing of specially made samples from reinforcing rods has established that external thermally reinforced layers of reinforcement have other physical and mechanical properties compared with the core of the rods.

**Section 3** shows the strength, deformability and crack resistance of reinforced concrete beams. The analysis of the results of experimental tests showed that the bearing capacity of reinforced concrete beams with damaged working reinforcements decreases in comparison with the control beams without damage to the reinforcement due to the reduction of the cross-section of the reinforcement. However, the bearing capacity of reinforced concrete beams with working reinforcement  $\text{Ø}20\text{A}500\text{C}$  after its damage to the area  $\text{Ø}16$  is greater by 3.7 ... 24.0% of the bearing capacity of reinforced concrete beams with a working armature  $\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$  without damage. This is explained by the fact that during the damage to the working armature by drilling the hole the core with lower physical and mechanical characteristics and to a lesser extent the external thermally strengthened layer with higher physical and mechanical characteristics are damaged to a greater degree.

The physical destruction of the beams without damage to the fittings occurred with increasing load after the flow of reinforcement with the development of a compressed zone of concrete. The physical destruction of reinforced beams with damage to the working armature occurred with a further increase in the load due to the breakage of the working armature at the site of damage. This is due to the fact that the damage was carried out in one local location, except for this hole, its turn, served as a stress concentrator.

The deflection of reinforced concrete beams increased almost in proportion to the increase in load. During the damage to the working armature under the action of the load, the deflections practically did not increase and began to increase after a gradual subsequent increase of the load to the exhaustion of the bearing capacity of the beams.

**Section 4** proposes a method for calculating reinforced concrete beams with damaged working stretched armature under the action of load on the basis of the



deformation model of the existing norms. It is proposed to determine the parameters of the stress-strain state of reinforced concrete beams before damage to the working armature. The second stage of the calculation determines the parameters of the stress-strain state of reinforced concrete beams during the receipt of damage and after increasing the load on the reinforced concrete beam until the carrying capacity is exhausted. The analysis of the results of the performed calculations showed that the proposed calculation method with satisfactory convergence with experimental data allows us to determine the parameters of the stress-strain state of reinforced concrete beams with damage to the working armature obtained under the action of the load.

**Keywords:** RC beam, longitudinal rebars, damaged rebars, loading, bearing capacity, main cross-section, strains, cracks.

## Список опублікованих праць

### Публікації у наукових фахових виданнях України

1. Бліхарський З. З. Методика досліджень залізобетонних балок з пошкодженнями отриманими за дії навантаження / З. З. Бліхарський, Б. Р. Турчин., П. І. Вегера, Т. М. Шналь // Теорія і практика будівництва. – 2017. – № 877. – С. 213-218. *(Розроблено методуку та програму експериментальних досліджень)*.(Index Copernicus).
2. Бліхарський З.З. Особливості напружено деформованого стану залізобетонних балок, пошкоджених за дії навантаження/ З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь, // Вісник одеської державної академії Будівництва та архітектури. – 2018. - №69. – С16-21. *(Виконано експериментальні дослідження залізобетонних балок та аналіз отриманих результатів)*.
3. Бліхарський З.З. Несуча здатність залізобетонних балок з пошкодженим робочим армуванням / З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2018. - №35. – С167-174. *(Експериментальним шляхом визначено несучу здатність залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури)*.
4. Бліхарський З.З. Міцність залізобетонних балок із пошкодженнями, отриманими при експлуатаційному рівні навантаження / З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь // Наука та будівництво. – 2018. - №2. – С61-67. *(Експериментальним шляхом визначено несучу здатність залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури за дії навантаження)*.
5. Бліхарський З.З. Вплив дефектів робочої арматури на несучу здатність залізобетонних балок / З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь // Вісник Національного університету „Львівська політехніка”. Серія: Теорія і практика будівництва. – 2018. – № 888. – С. 12-17. *(Розрахунковим шляхом з експериментальним підтвердженням встановлено вплив розміру пошкоджень робочої арматури на напружено-деформований стан залізобетонних балок)*.

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

6. Zinoviy Blikharskyu. The influence of the damaged reinforcing bars on the stress-strain state of the reinforced concrete beams / Taras Shnal, Roman Khmil // *PRODUCTION ENGINEERING ARCHIVES*. 2017, Vol. 14, p 23-26. (*Експериментальні дослідження впливу пошкоджень арматури на параметри міцності залізобетонних балок*). (Index Copernicus)

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

7. Бліхарський З.З., Вегера П.І., Шналь Т.М. Дослідження залізобетонних балок з пошкодженою робочою арматурою за дії навантаження // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції: робоча програма та тези доповідей II Науково-практичної конференції, 24-25 травня 2018 р., Київ - Київ: Фіктивне видавництво в Україні. – С. 45-48. (*Виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок*).

8. Вегера П.І., Шналь Т.М., Бліхарський З.З. Деформативність залізобетонних балок, пошкоджених при дії навантаження // Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доповідей II Міжнародної конференції, 16-17 листопада 2017 р., Одеса - Одеса: Одеська Державна академія будівництва та архітектури. – С. 17-20. (*Виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок та аналіз їх деформацій*).

9. Бліхарський З.З. Вегера П.І. Шналь Т.М. Експериментальні дослідження несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженнями // Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат. 15-17 травня 2019 р. Дубляни – Дубляни: Львівський національний аграрний університет. (*Виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок та аналіз отриманих результатів*).

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	14
<b>РОЗДІЛ 1. СТАН ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З</b>	
<b>ПОШКОДЖЕННЯМИ ТА МЕТОДІВ ЇХ ПІДСИЛЕННЯ .....</b>	<b>20</b>
1.1 Основні причини для підсилення залізобетонних конструкцій .....	20
1.2 Дослідження пошкоджених залізобетонних конструкцій.....	23
1.3 Дослідження пошкодження арматури .....	26
1.4 Існуючі методи підсилення залізобетонних конструкцій .....	32
1.5 Огляд методів розрахунку згинальних залізобетонних елементів за деформаційною моделлю .....	39
1.6 Висновки з розділу 1 .....	43
<b>РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ .....</b>	
<b>44</b>	
2.1. Програма експериментальних досліджень .....	44
2.2. Методика експериментальних досліджень непошкоджених та пошкоджених балок.....	48
2.3. Фізико-механічні характеристики матеріалів.....	54
2.3.1 Характеристики бетону .....	54
2.3.2 Характеристики арматури .....	55
2.4. Висновки з розділу 2 .....	65
<b>РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ .....</b>	
<b>66</b>	
3.1. Міцність експериментальних балок.....	66
3.1.1. Гіпотези та критерії вичерпання несучої здатності дослідних зразків .	66
3.1.2.Міцність експериментальних балок без пошкодження та з пошкодженням арматури без дії навантаження .....	66
3.1.3.Міцність експериментальних балок з пошкодженням арматури при дії навантаження.....	72
3.2. Деформативність експериментальних балок .....	81
3.2.1.Деформативність експериментальних балок без пошкодження та з пошкодженням арматури без дії навантаження .....	81

3.2.2.Деформативність експериментальних балок з пошкодженням арматури при дії навантаження .....	84
3.3.Тріщиностійкість експериментальних балок .....	89
3.4.Висновки з розділу 3 .....	98
<b>РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ПОШКОДЖЕННЯМ АРМАТУРИ ПРИ ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНОЮ МОДЕЛЛЮ .....</b>	<b>100</b>
4.1. Методика розрахунку несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженням арматури за деформаційною моделлю .....	100
4.2. Методика розрахунку прогину залізобетонних балок з пошкодженням арматури.....	106
4.3. Аналіз результатів виконаних розрахунків.....	107
4.4.Висновки з розділу 4.....	125
<b>ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....</b>	<b>126</b>
<b>СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ .....</b>	<b>130</b>
<b>ДОДАТКИ .....</b>	<b>151</b>
<b>ДОДАТОК А. Фотофіксація характеру руйнування залізобетонних балок.....</b>	<b>151</b>
<b>ДОДАТОК Б. Список публікацій. Апробація результатів дисертаційної роботи</b>	<b>154</b>
<b>ДОДАТОК В. Довідки про впровадження .....</b>	<b>156</b>

## ВСТУП

Залізобетонні конструкції найчастіше використовуються в якості несучих елементів будівель та споруд у світі. Тривала експлуатація будівель призводить до виникнення різноманітних пошкоджень і дефектів. Як наслідок, це відображається на напружено-деформованому стані конструкції. Вивчення зміни характеристик бетону та арматури конструкцій за час експлуатації та їх вплив на несучу здатність конструкції є важливим завданням при дослідженні залізобетонних елементів. Особливу увагу слід звернути на те, що конструкції постійно перебувають під навантаженням: від власної ваги, технологічного обладнання, рухомих механізмів, атмосферних впливів (сніг, вітер), тощо. Виникнення дефектів при дії навантаження різного рівня інтенсивності призводить до виникнення додаткових чинників, які впливають на безпечну експлуатацію будівлі. Особливо, це стосується пошкоджень робочого армування в залізобетонних згинальних конструкціях. Згідно з принципами розрахунку, розтягуючі зусилля в згинальних елементах сприймаються лише робочим повздовжнім армуванням, пошкодження якого призводять до зменшення несучої здатності залізобетонних балок. Дослідження несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженнями, отриманими при дії навантаження, є важливим аспектом розвитку будівельної науки.

### **Актуальність теми дослідження.**

Залізобетонні конструкції найчастіше використовуються в якості несучих елементів будівель та споруд. Найбільш розповсюдженими є згинальні конструкції, які використовуються у вигляді балок, плит перекриття, ригелів каркасів, прогонів, тощо. Часто залізобетонні конструкції експлуатуються в агресивному середовищі. При цьому згідно прийнятої класифікації існує значна різноманітність середовищ, яка залежить від чинників, що викликають їх дію. Найбільш інтенсивним агресивне середовище є на виробництвах хімічної промисловості. При цьому залізобетон, як матеріал, є одним з найкращих для експлуатації в агресивних середовищах. Стальна арматура, яка є найбільш вразлива до корозії, надійно захищена захисним

шаром бетону. У випадку підбору якісного складу бетону арматура є, відносно, не вразлива до корозії. Однак, значна кількість будівель та споруд експлуатується протягом десятиліть, часто без підбору якісного складу бетону та наявності антикорозійного захисту залізобетонних конструкцій. Як наслідок, відбувається корозійне або механічне пошкодження бетону залізобетонних конструкцій, а після пошкодження захисного шару бетону відбувається корозія арматури. Це викликає втрату несучої здатності та експлуатаційної придатності залізобетонних конструкцій. Без виконання заходів з підсилення та реконструкції може наступити аварійне обрушення будівлі чи окремих її конструктивних елементів.

У випадку хімічних виробництв за наявності агресивних речовин може виникнути не тільки техногенна, а і екологічна катастрофа із значними негативними наслідками.

Внаслідок корозії зменшується поперечний переріз арматури залізобетонних конструкцій і, як наслідок, відбувається зміна напружено-деформованого стану та зменшення експлуатаційних характеристик конструкцій. При цьому необхідно зауважити, що корозійні процеси відбуваються за дії навантаження і залізобетонні конструкції мають відповідний напружено-деформований стан. Це вносить особливості в протікання корозійних процесів, що пов'язано із наявними напруженнями як в бетоні так і арматурі, наявністю тріщин, тощо. В зв'язку з цим дослідження впливу пошкоджень, особливо арматури, на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій з врахуванням дії навантаження є актуальним.

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.** Тема дисертації відповідає науковому напрямку інституту будівництва та інженерії доквілля та кафедри опору матеріалів і будівельної механіки Національного університету «Львівська політехніка», а також виконана згідно з тематиками держбюджетних тем «Розроблення методик визначення несучої здатності та деформативності залізобетонних конструкцій, зміцнених новітніми матеріалами за дії навантаження» (№ державної реєстрації 0115U000436) та «Розроблення

методики та технічних засобів для моніторингу напружено-деформованого стану гідротурбін з урахуванням експлуатації» (№ державної реєстрації 0117U004447).

**Мета роботи.** Експериментальне та теоретичне дослідження зміни параметрів напружено-деформованого стану залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури за дії навантаження різної інтенсивності.

Для вирішення поставленої мети необхідно реалізувати наступні **задачі досліджень**:

- вивчити існуючий стан досліджень впливу пошкоджень арматури на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій;
- розробити програму та методику експериментальних досліджень залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури, отриманими за дії навантаження різної інтенсивності;
- виконати експериментальні дослідження впливу пошкоджень робочої арматури, отриманих за дії навантаження на параметри міцності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних балок;
- провести аналіз отриманих результатів експериментальних досліджень;
- запропонувати методику розрахунку міцності та деформативності залізобетонних балок з пошкодженням арматури за дії навантаження.

**Об'єкт дослідження** – залізобетонні балки з пошкодженнями арматури.

**Предмет дослідження** – параметри напружено-деформованого стану залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури, отриманими за дії навантаження різної інтенсивності.

**Методи дослідження** – аналітичні дослідження наявних джерел за темою дисертації, експериментальні та теоретичні дослідження залізобетонних балок з пошкодженням робочої арматури 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 пошкоджень робочої арматури за дії навантаження;



- встановлено, що пошкодження робочої арматури зменшує в цілому несучу здатність залізобетонних балок, при цьому залізобетонні балки з робочою арматурою  $\text{Ø}20\text{A}500\text{C}$ , площа поперечного перерізу якої після пошкоджень відповідала площі стержнів  $\text{Ø}16$ , мають міцність на 3.7... 24.0% вищу, ніж аналогічні залізобетонні балки з робочою арматурою  $\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$ ;
- експериментально визначено, що рівень навантаження, при якому відбувається пошкодження робочої арматури несуттєво впливає на кінцеву несучу здатність залізобетонних балок;
- експериментально встановлено, що термічно-зміцнена арматура A500C має неоднорідні фізико-механічні характеристики сталі в поперечному перерізі: вищі в зовнішньому термічно-зміцненому шарі і нижчі в серцевині, що в цілому впливає на кінцеві фізико-механічні властивості арматурних стержнів;
- визначено, що несуча здатність залізобетонних балок, залежить від заміни фізико-механічних характеристик робочої арматури в залежності від пошкодження термічно-зміцненого шару поперечного перерізу та серцевини;
- запропонована на базі деформаційної моделі методика розрахунку несучої здатності та деформативності залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури, 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 пошкодженнями арматури, що дозволить прийняти ефективні методи з підсилення та відновлення їх несучої здатності та експлуатаційної придатності.

**Впровадження результатів роботи.** На основі теоретичних та експериментальних досліджень розроблено уточнення до розрахунку за деформаційною моделлю, що враховують початковий напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій, пошкоджених при дії навантаження. Це дає змогу імітувати реальну роботу конструкції під навантаженням при корозійних пошкодженнях робочої арматури. Результати роботи використані у держбюджетних науково-дослідних роботах, які виконувались в інституті

будівництва та інженерії докільця Національного університету „Львівська політехніка”, проектними та виробничими підприємствами, а також у навчальному процесі кафедри „Будівельні конструкції та мости” Національного університету „Львівська політехніка” при викладанні дисципліни „Реконструкція будівель та споруд”. Рекомендації з підсилення залізобетонних конструкцій будівель та споруд використані в курсовому, дипломному проектуванні та при виконанні магістерських кваліфікаційних робіт, а також на реальних будівлях.

#### **Особистий внесок здобувача:**

- розроблення планування і методики експериментальних досліджень та проведення випробувань залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури, 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 арматури із врахуванням 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 „Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону” (18-20 жовтня 2017, Полтава); на II-ій міжнародній конференції „Експлуатація та реконструкція будівель і споруд” (16-17 листопада 2017, Одеса); на II-ій науково-практичній конференції „Будівлі та споруди спеціального призначення, сучасні матеріали та конструкції” (24-25 травня 2018, м.Київ); на міжнародній науково-практичній конференції „Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектури села. Розробка інноваційних моделей екопоселень прикарпаття та Карпат” (15-17 травня 2019, Дубляни).

**Публікації.** За темою дисертації опубліковано 9 наукових праць, з них 5 статей у фахових виданнях України, 1 стаття у науковому періодичному виданні іншої держави (загалом 2 статті в науково-метричних базах даних), 3 тези доповідей на конференціях.

**Структура та обсяг роботи.** Дисертація складається із вступу, 4 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел із 201 найменувань, 2 додатків. Робота викладена на 158 сторінках, які включають 129 сторінок основного тексту, 9 таблиць та 60 ілюстрацій.

## РОЗДІЛ 1. СТАН ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ПОШКОДЖЕННЯМИ ТА МЕТОДІВ ЇХ ПІДСИЛЕННЯ

### 1.1 Основні причини для підсилення залізобетонних конструкцій

В процесі експлуатації значна кількість залізобетонних конструкцій зазнають впливу зовнішніх факторів та потребують відновлення або підсилення. Фактори, які призводять до потреби у відновленні або підсиленні наступні:

- негативний вплив зовнішнього середовища, особливо на хімічних підприємствах;
- низька якість виконання робіт при монолітному бетонуванні, через неякісні ділянки монолітного бетону відбувається тривале вимивання складників цементного каменю, що приводить до утворення дефектів бетону; наявність в довкіллі агресивних до бетону кислих газів – сірчаного ангідриду ( $\text{SO}_2$ ) внаслідок згоряння палива та вуглекислого газу ( $\text{CO}_2$ ), що приводить до додаткових руйнувань цементного каменю та карбонізації бетону, в основному на теплових та атомних електростанціях;
- відсутність надійного захисного покриття сприяє проникненню вологи та агресивного середовища в бетон. Крім цього, наявність вологи в порах бетону в зимовий період приводить до її замерзання, збільшення в об'ємі в порах і, як наслідок, руйнування бетону, а проникнення вологи та агресивних газів в бетон, нейтралізація бетону захисного шару внаслідок його карбонізації, з часом приводить до корозії арматури.

В результаті, залізобетонні конструкції зазнають пошкоджень, зокрема в робочих стержнях арматури, і потребують детального розрахунку для оцінки їх дійсного технічного стану та прийнятті рішень з підсилення.

В роботі Хило Е.Р., Попович Б.С. [144] показано, що рішення про підсилення залізобетонних елементів повинно прийматися тільки на основі ретельного обстеження конструкцій та наявності погодженого експертного висновку.

Причинами підсилення є:

- реконструкція і модернізація технологічних процесів та обладнання, зміна функціонального призначення будинків, які пов'язані із збільшенням навантаження на перекриття чи зміною його конструктивної схеми;

- фізичне старіння матеріалів конструкції та втрата експлуатаційної придатності в результаті інтенсивної і довготривалої експлуатації;

- передчасна втрата несучої здатності в результаті зміни початкових проектних температурно-вологісних параметрів середовища і особливо при його агресивності до бетону і арматури;

- пошкодження в результаті неправильної експлуатації, екстремальних ситуацій;

- помилки в проектуванні, виготовленні і монтажі конструкцій.

Вказані причини втрати експлуатаційної придатності та зменшення надійності конструкцій потребують реалізації двох завдань підсилення:

- відновлення несучої здатності та жорсткості до раніше існуючих параметрів;

- збільшення несучої здатності та жорсткості для зростаючих навантажень в нових умовах роботи конструкцій.

В роботах Мальганова А.Н., [117], Кривошеєва П.І., [109], Онуфрієва Н.М., [128], Бондаренка С.В. [49], Голишева А.Б. [58] показано, що найекономічнішим методом виконання конструктивно-технологічних вимог є підсилення розтягнутої зони методом нарощування, яке пов'язане із встановленням додаткового армування.

В роботі А.Б. Гольшева, [58], жорсткі розвантажуючі елементи застосовуються, здебільшого, в тих випадках, коли необхідне значне збільшення навантаження після підсилення конструкції, а також, коли неможливо виконати їх достатнє попереднє напруження; гнучкі – для підсилення конструкцій, на які діє (в основному) постійне навантаження і коли підсилення виконується при повному, або майже повному навантаженні конструкції.

Підсилення бетоном і залізобетоном застосовується при необхідності збільшення несучої здатності і забезпечення експлуатаційної придатності конструкції в умовах агресивного середовища.

Спосіб і вид підсилення конструкцій, які працюють на згин і позацентровий стиск, як показано в роботі А.Б. Голышева, [58], вибирається в залежності від степені міцності стисненої і розтягнутої зон перерізу, тобто від величини характеристики перерізу  $\xi = x/h_0$ , і від наявності пошкоджень бетону і арматури. При  $\xi \leq \xi_R$ , де  $\xi_R$  – граничне значення відносної висоти стиснутої зони, яке визначається по формулі (1.1) згідно з п.3.12 СніП 2.03.01-84\* [141]:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \omega = \alpha - 0,008R_b, \quad (1.1)$$

Вичерпання несучої здатності конструкції виникає із-за руйнування бетону стиснутої зони (вона в першу чергу підлягає підсиленню). Тому, при проектуванні підсилення необхідно, щоб після посилення виконувалась умова  $\xi \leq \xi_R$ . При підсиленні гнучкими розвантажувальними елементами необхідно визначати розрахунковий опір бетону конструкції підсилення  $R_b$  –. При відомому значенні граничного опору осьовому стику бетону конструкції, що підсилюється,  $R_{b1}$ , цю величину знаходимо за формулою (1.2):

$$R_b = (R_{b1}S_1 + R_{b2}S_2) / S \quad (1.2)$$

де  $S_1$  – статичний момент частини стиснутої зони перерізу із бетону конструкції, що підсилюється, відносно осі, що проходить через центр ваги крайнього розтягнутого ядра арматури;  $S_2$  – те ж саме тільки частини стиснутої зони із бетону підсилення;  $S$  – те ж саме всієї стиснутої зони.

В роботі Голишева А.Б., [58, с. 20-120], подано рекомендації щодо оцінки напруженого стану підсилених залізобетонних елементів в залежності від рівня навантаження конструкції перед підсиленням. При підсиленні не під навантаженням, розрахунковий опір основної (початкової) арматури рекомендується визначати  $R_{s1} = 0.8R_s$ , якщо існуюча арматура на відстані більше

0.5(h-x). Це дозволяє врахувати, що основна арматура стає ближче до нейтральної осі і для неї стає меншим  $h_0$ . При розвантаженні перед підсиленням, напруження в існуючій арматурі зменшується коефіцієнтом  $\gamma_{dis}$ , а саме:

$$\sigma_{s_1} = \left(2 \frac{1 - \frac{x}{h_{02}}}{1 - \xi_R \times \gamma_{dis}}\right) R_{s_1} \quad (1.3)$$

де  $\gamma_{dis}$  – коефіцієнт умов роботи, який залежить від величини розвантаження елемента. При повному розвантаженні  $\gamma_{dis} = 0.95$ , а при розвантаженні на 75 % –  $\gamma_{dis} = 0.9$ , 50 % –  $\gamma_{dis} = 0.8$ , 25 % –  $\gamma_{dis} = 0.7$ . Такі понижуючі коефіцієнти розрахункового опору основної арматури були одержані для залізобетонних елементів. Автори [58] пропонують вести розрахунок підсилення для відновлення несучої здатності конструкцій з дефектами, в яких є пошкодження стержнів корозією, зварюванням чи при порушенні зчеплення арматури із бетоном.

Як зазначено в роботі Голишева А.Б. [58], при розрахунку міцності залізобетонних конструкцій, підсилених залізобетонними обоймами, сорочками, нарощуванням в стисненій зоні товщиною до 50 мм, розрахунковий опір бетону посилення  $R_{b2}$  приймається з коефіцієнтом 0.85.

## 1.2 Дослідження пошкоджених залізобетонних конструкцій

Дослідження залізобетонних балок, в яких наявні пошкодження від корозійного впливу агресивного середовища, отримані за дії навантаження, наведені в роботах [123, 124, 157, 195, 201]. Описано вплив місцевих (корозія центрального перерізу) та суцільних (корозія по всій довжині елемента) пошкоджень поперечного перерізу бетону по всіх поверхнях, викликаних агресивним середовищем. Таке середовище притаманне для більшості виробничих будівель хімічної промисловості. Наведено методику розрахунку нормальних перерізів та проведено порівняння з експериментальними даними. Особливої уваги слід звернути на дослідження впливу агресивного середовища на міцність арматурної сталі [5, 165, 176, 198]. Експериментальні дослідження показали, що при дії зовнішнього навантаження, корозійний вплив від агресивного середовища

на міцність сталі є незначним. Проте зафіксовано зменшення величини відносного видовження на 4...22%. Корозія арматури в бетоні є однією з головних проблем довговічності. У роботі [102] були використані поздовжні керовані ультразвукові хвилі для моніторингу виразкових та початкових дефектів у сталевих стержнях у залізобетонних конструкціях, що імітує явища вицвітання та делімінування, викликані корозією. Два ультразвукових прийоми (передачі імпульсу та імпульсного відлуння) були використані для контролю цілого та пошкодженого зразка. Розроблена методика успішно застосовується для моніторингу в реальному часі армування залізобетонних зразків, що зазнають прискореної корозії. Корозія сталі у залізобетоні призводить до кількох основних недоліків. По-перше, зменшення армування та його пластичності, що приводить до дочасного порушення пружності. По-друге, розширення корозійних продуктів викликає розтріскування бетону захисного шару та пошкодження зв'язку між бетоном і арматурою, а також впливає на жорсткість згинальних залізобетонних елементів, що спричиняє зменшення загальної несучої здатності залізобетонних балок. Цікавим є дослідження методу ремонту з використанням вуглецевого волокна (CFRP) з метою відновлення механічних характеристик корозійно-пошкоджених залізобетонних балок [103, 187]. У технології CFRP волокна розміщені всередині попередньо розрізаних канавок і прикріплені до бетону епоксидним клеєм. В дослідженні [191] були представлені структурні дефекти існуючих 709 залізобетонних будинків у провінції Ескішехір. Визначено, що 35% існуючих будинків мають розрив каркасу, з них 16% мають дефекти велико-прольотних елементів. Було виявлено, що близько 40% будинків не мають відповідного армування між стовпами та балками. В окремих випадках дефекти та пошкодження, які виникають в залізобетонних балках, можуть викликати зміну напружено деформованого стану – виникнення косоного згину [97-101]. При цьому досліджували балки двох типів: зразки, що мали суттєві дефекти виготовлення (поворот арматурного каркасу відносно осі балки) та корозійні, односторонні пошкодження. Стиснута зона бетону в таких зразках мала трапецієвидну форму за шириною поперечного перерізу. Проаналізувавши основні, типові дефекти в



залізобетонних конструкціях, в роботі [139], пропонується визначати вичерпання несучої здатності лише за розрахунком, що викликає питання про визначення залишкового ресурсу елемента з врахуванням пошкоджень, історії їх навантажень.

Одним з напрямків дослідження дефектів залізобетонних балок, які викликають зміну напружено-деформованого стану є настання косоного згину [54]. Автори поділяють фактори на дві групи: ендогенні (характеризують внутрішній стан елемента) та екзогенні (викликані зовнішніми чинниками). В даній роботі розглянуто ендогенні фактори, вплив яких приводить до виникнення в залізобетонних конструкціях складних видів деформацій. Робоча програма передбачала дослідження двох серій балок: в першій серії, в якості дефекту, вибрано неточність монтажу арматурного каркасу, в другій – руйнування захисного шару та корозія робочої арматури. На основі отриманих даних отримано епюри перерозподілу деформацій по перерізу, з настанням косоного напружено-деформованого стану. Дослідження [135, 148] стосувались імітації виникнення дефектів на межі з'єднання армування і бетону. На першому етапі аналізувались дефекти при виготовленні залізобетонних колон, з застосуванням різних типів бетонів (як за міцністю так і за типом вкладання). Решту досліджень стосувались виникнення додаткових зусиль внаслідок корозії арматури. Для імітації цього процесу використовувались додаткові стержні, які викликали зсуваюче зусилля. Отримані результати показали виникнення трьох типів дефектів: власних (наприклад пористість бетону); видимих (розвиток тріщин); та невидимих (порушення зчеплення бетону і арматури, пористість і неоднорідність міжфазного переходу між матеріалами). Дослідження згинальних залізобетонних елементів, коли імітувався корозійний вплив 3% розчину натрію хлориду подані в роботі [154]. На основі дослідних даних запропонована модель на основі методу скінченних елементів, яка враховує розкриття тріщин та вплив агресивного середовища. Особливу увагу заслуговують дослідження [156, 158, 161], в яких наведено експериментальні залежності падіння характеристик міцності бетону та армування внаслідок впливу навколишнього середовища. Міцність і довговічність

залізобетонних конструкцій визначалась на термін 5 років, і падіння характеристик міцності становило близько 28% для бетону і 7% – для армування.

Метою дослідження в роботах [167-169] було поширення тріщин в залізобетонних зразках в залежності від рівня корозії. Було встановлено момент розкриття і поширення тріщин при впливі корозії, в залежності від захисного шару бетону, класу бетону та параметрів армування.

Одним з таких досліджень є робота залізобетонних конструкцій під впливом агресивного середовища [53]. В цих дослідженнях моделювалась робота бетону, в якого наявні корозійні пошкодження від впливу концентрованої кислоти. Дослідження згинаних залізобетонних елементів без і з сталеву фібру, коли імітувався корозійний вплив 3% розчину натрію хлориду при вже наявних нормальних тріщинах [151]. На основі дослідних даних запропонована модель на основі методу скінченних елементів, яка враховує розкриття тріщин та вплив агресивного середовища.

Дослідженням впливу дефектів на несучу здатність трубобетонних елементів з пошкодженням зовнішньої труби оболонки займались О.П. Воскобійник, О.В. Семко [54, 140]. В якості пошкоджень були прийняті наступні типи дефектів: наскрізні круглі отвори; наскрізні повздовжні прорізи; дефекти бетонного ядра. За результатами досліджень встановлено, що збільшення розмірів локального пошкодження приводить до нерівномірності деформування зразків та зменшення несучої здатності від 20 до 45%.

Дослідження залізобетонних елементів, в яких наявні дефекти і пошкодження від різних чинників є актуальною темою досліджень, проте кількість таких праць є недостатньою.

### **1.3 Дослідження пошкодження арматури**

Оскільки арматура так, як і бетон, є одним із складників залізобетонних конструкцій, її корозію досліджували багато вчених. Вербецький Г.П., Алексеєв С.Н., Москвін В.М. досліджували і проаналізували вплив тріщин в бетоні на процеси корозії арматури [6-8, 53, 123, 124]. Дослідження показують, що в місці перетину арматури тріщинами, які утворюються в розтягнутій зоні бетону, сталь

може кородувати. Корозія починається тим раніше і розвивається тим швидше, чим агресивнішим є середовище і більшим ширина розкриття тріщин [1, 11, 22, 56, 86, 89, 104, 138, 142, 164, 170, 179, 200]. Ступінь небезпечності корозії арматури в тріщині залежить від особливостей арматури: поперечного перерізу стержнів і характеру їх корозійної поведінки. Вербицький Г.П розглянув швидкість корозії арматури, інтенсивність (глибину) корозійних пошкоджень в залежності від ширини розкриття тріщин за допомогою сучасних методів досліджень [53]. Так, встановлено, що корозія арматури виникає у всіх тріщинах розкриттям більше 0,05 мм з можливістю її збільшення із зростанням ширини розкриття. Рекомендується конструктивними заходами забезпечити тріщиностійкість залізобетонних конструкцій з обмеженням ширини розкриття тріщин 0,05 мм. Обмежити корозію арматури, також, можливо використанням добавок до бетону – різноманітних антикорозійних захистів [10, 51, 75, 87, 95, 113, 115, 127, 136, 147].

З практики відомо, що руйнівний вплив корозії проявляється у місцях зварних швів. Автори [155, 172, 177, 181] розглянули методи вимірювань електродних потенціалів зон зварного шва, які дозволяють якісно оцінити ступінь його корозійного руйнування залежно від агресивного середовища, марки сталі та характеру напруженого стану. Методи мають практичне значення для комплексної оцінки довговічності і надійності сталевих будівельних конструкцій і можуть бути використані для оцінки корозії арматури в залізобетонних конструкціях.

У роботах Грушно М.М. досліджено корозійну стійкість арматури в залежності від різних видів бетонів [70]. Одним з шляхів вирішення проблеми довговічності конструкцій, які експлуатуються в умовах агресивних середовищ є застосування склопластикової арматури [112]. В порівнянні із сталюю арматурою вона має низку переваг: висока корозійна стійкість, діелектрична здатність, немагнітність, радіопрозорість. Найбільш ефективно застосування склопластикової арматури в конструкціях з полімербетонів, полімерсилікатних бетонів, силікатолужних кислотостійких бетонів. Однак така арматура з часом має здатність змінювати свої фізико-механічні властивості.

Красовська Г.М., Суриков І.Н. і ін. дослідили схильність до корозійного розтріскування сталюї арматури та вплив на неї діаметра, механічних властивостей і величини діючих напружень [107]. В результаті прискорених корозійних випробувань встановлено негативний вплив та схильність до корозійного розтріскування термомеханічно-зміцненої арматури. Розроблено електрохімічні методи оцінки корозійного стану сталюї арматури залізобетонних конструкцій в експлуатаційних умовах [3], запропоновано методи знаходження блукаючих струмів і дано оцінку небезпеки електрокорозії.

Виконано дослідження корозії арматури в самонапружуваному цементі [114]. Бетон, виготовлений на самонапружуваному цементі, з добавкою алуніту, за даними Кутеладже К.С., має достатні захисні властивості по відношенню до сталюї арматури. Дослідження показали також, що добавка вапна до самонапружуваного цементу підвищує захисні властивості бетонів водного і вологого твердіння. Однак при цьому зменшується корозійна стійкість таких бетонів, особливо в кислому середовищі.

На основі статистичного матеріалу Бережнов К.П. [40] запропонував два методичних підходи до визначення довговічності кородуючих сталюих конструкцій. Перший полягає у пошуку моменту часу, після якого зменшення поперечних перерізів конструкцій і падіння міцності будівельних сталей приводять до граничної рівноваги, другий – базується на методі, де за критерій забезпечення надійної експлуатації будівельних конструкцій приймають величину ймовірності безвідмовної роботи. За даними методиками наведено кількісну оцінку роботи кородуючих сталюих конструкцій на прикладі збагачувальних фабрик алмазодобувної промисловості. Такий підхід можна було би застосовувати до залізобетонних конструкцій.

Єгіліна Я.Й. розглядає захист арматури через заміну механічної очистки поверхні обробкою модифікатором іржі [80]. Встановлено, що дія модифікатора іржі проявляється при будь-яких значеннях товщини шару продуктів корозії. Найефективніший він на зразках із товщиною шару продуктів корозії до 520 мкм.

Захист від корозії сталюї арматури в залізобетоні при дії хлоридів може забезпечити інгібуюча фосфат-нітритатрієва композиція, введення якої в бетонну суміш сприяє формуванню захисної фосфатної плівки на поверхні сталюї арматури, що протидіє корозії [38, 39, 59, 81, 84]. При цьому основні фізико-механічні властивості бетонної суміші і бетону суттєво не змінюються.

Заслужують уваги і окремі дослідження сталюих конструкцій, оскільки їх результати можна використати для оцінки стану металевуї арматури, як компонента залізобетонних конструкцій [143, 145, 173]. Встановлено, що склад експлуатаційного середовища, концентрація агресивних компонентів, конструктивна форма, а також різна корозійна стійкість будівельних сталей можуть по-різному впливати на робочу придатність конструкцій. На базі комплексних натурних та експериментальних досліджень у [132] отримано математичні моделі корозійного зношування сталюих конструкцій в умовах агресивних середовищ збагачувальних фабрик алмазодобувнуї промисловості. Вплив корозії на міцність сталей досліджено експериментально.

Встановлено значний вплив концентраторів напружень на корозію сталі. Загальна тенденція впливу різних дефектів на міцність металів є широко вивчена експериментально та теоретично лише для геометрично правильних концентраторів напружень [183, 189, 199]. Для пошкоджень, які мають неправильну форму, наприклад корозійні виразки, значно менше даних і в кожному конкретному випадку необхідно експериментально знаходити їх вплив на механічні властивості металів. Теоретичні розрахунки в цьому випадку ускладнені внаслідок важко прогнозованої і складної форми поверхневих дефектів.

При випробуваннях на повітрі концентратори напружень знижують механічні властивості металів тим більше, чим вони міцніші та істотно проявляються при крихкому та втомному руйнуванні [89]. Вплив корозійних пошкоджень поверхні металу на механічні властивості сталі часто аналогічний впливу концентраторів напружень, який ускладнюється їх чисельністю та відмінністю за розмірами, що унеможлиблює будь-які аналітичні підрахунки [65]. Той або інший тип корозійного пошкодження металу зумовлюється властивостями

корозійного середовища і металу, щодо останнього – в основному гетерогенністю поверхні, що викликає її електрохімічну неоднорідність. Діючі зовнішні навантаження та надлишкові напруження посилюють цю гетерогенність.

Дослідження впливу корозійного пошкодження на механічні властивості сталей проведені Карпенком Г.В. [88] показали, що всі типи корозійного пошкодження вуглецевих сталей незначно зменшують межі міцності та текучості. Вони одночасно можуть бути причиною втрати пластичних властивостей сталі, що характеризуються відносним видовженням і відносним звуженням та технологічною пробою на перегин. Для алюмінієвих сплавів спостерігаються подібні тенденції впливу корозійних пошкоджень на їх механічні властивості – знижується границя міцності та відносне видовження. Ці величини теж залежать від характеру пошкоджень.

Однією із найчутливіших властивостей до корозійних пошкоджень є опір металів втомному руйнуванню. Наприклад, витривалість м'якої сталі ( $\sigma_u=300$  МПа) із корозійними пошкодженнями, що утворились під дією морської води, знизилась на 40%, а високоміцної гартованої сталі ( $\sigma_u=1200$  МПа) – на 85% [132]. Істотно знижує витривалість нерівномірне пошкодження поверхні типу корозійних тріщин, пітінгів тощо. Так, межа втоми на повітрі шліфованих зразків із загартованої і низьковідпущеної сталі складає 780 МПа, зразків із рівномірною корозією по всій поверхні – 440...460 МПа (тобто зниження на 44%) і зразків із локальними корозійними пошкодженнями – 370 МПа (тобто зниження на 51%).

Характер впливу концентраторів напружень може змінитись в залежності від умов взаємодії корозійного середовища [178, 188].

Деякі автори, вказуючи на взаємозв'язок впливу концентрації напружень і корозійного середовища на витривалість сталей, вважають, що вони підсилюють дію один одного. Таку думку підтверджують дослідження [180, 184, 192-194], які показали, що напруження знижують електродний потенціал у концентраторах порівняно із потенціалом сусідніх ділянок металу. Внаслідок цього виникає корозійний елемент, електродами якого є: анодом – дно пошкодження (концентратора), катодом – вся інша поверхня зразка, що контактує із корозійним

середовищем. Отже, дно концентратора кородуватиме інтенсивніше, що у поєднанні із діючими там напруженнями, може пришвидшити руйнування.

Дослідження, проведені Карпенком Г.В. із співробітниками [88], показали, що вплив середовища і концентрації напружень на витривалість сталі не сумуються (неадитивні), а навпаки – взаємно послаблюються. Встановлено, що для сталей найбільше відносне зниження межі втоми під впливом концентраторів напружень спостерігається на повітрі, найменше – в корозійних середовищах.

Чим агресивніше середовище, тим більше знижується межа втоми при одночасній дії середовища і концентрації напружень, хоча це проходить менш інтенсивно, ніж на гладких зразках [132]. Так, у 3%-ому розчині натрію хлориду витривалість зразків із сталі з концентраторами напружень типу V-подібних кругових надрізів знижується на 15-20%, а гладких зразків – на 70%.

Корозійне розтріскування – це один із небезпечних видів руйнування, який часто виникає у напружених елементах, особливо в зварних конструкціях [65, 77, 90].

При тривалому статичному навантаженні в корозійних середовищах концентратори напружень посилюють процес корозійного розтріскування. Це пояснюється тим, що концентратори викликають локальні напруження розтягу, достатні для того, щоб відбувся процес корозійного розтріскування. Відомо, що у деяких випадках рівномірно розподілені діючі статичні навантаження сприяють лише посиленню загальної корозії, але при дії концентраторів напружень загальна корозія переходить у „ножову” і стає можливим процес корозійного розтріскування [46].

Послаблення негативного впливу на витривалість сплавів одночасної дії середовища і концентратора напружень в залізобетонних конструкціях пояснюється тим, що під дією корозійного середовища утворюється велика кількість додаткових, до основного, концентраторів у вигляді виразок та мікротріщин [159, 163, 182, 187]. Вони збільшують витривалість металів внаслідок послаблення дії основного концентратора. Таким чином, утворення до основного концентратора ще додаткових приводить до зменшення впливу середовища на

межу корозійної втоми зразків із концентраторами напружень порівняно із впливом її на гладкі зразки. Крім того, зниження електродного потенціалу на дні концентратора сприяє роз'їданню металу у вершині концентратора, яке теж знижує його дію і зменшує вплив на витривалість у корозійному середовищі.

Зменшення впливу концентраторів напружень на витривалість сталей у корозійних середовищах може бути спричинене, також, впливом масштабного фактору, що проявляється у підвищенні корозійно-втомної міцності із зменшенням довжини робочої частини зразка [160]. Чутливість до концентрації напружень при корозійній втомі із зростанням діаметру зразка зменшується, тобто спостерігається явище протилежне до випробувань на повітрі.

В хлоридвмісних середовищах зміна глибини надрізу в інтервалі 0.2-8 мм при діаметрі робочого перерізу стержня 20 мм практично не впливає на межу корозійної втоми. Вона також не істотно змінюється із зменшенням радіуса заокруглення надрізу від 15 до 0.1 мм. Тобто, корозійне середовище нівелює негативну дію механічної концентрації напружень при втомі вуглецевих та низьколегованих сталей [196].

Отже, при розрахунку експлуатаційного ресурсу металевих виробів, а також арматури залізобетонних конструкцій слід враховувати можливість розвитку з часом корозійних пошкоджень. Вони є ефективними концентраторами напружень, які викликають нерівномірність напруженого стану металу, локалізують пластичну деформацію в невеликому його об'ємі та можуть істотно знизити працездатність конструкцій.

#### **1.4 Існуючі методи підсилення залізобетонних конструкцій**

На сьогоднішній день існує великий спектр різноманітних способів підсилення, відновлення та забезпечення несучої здатності пошкоджених залізобетонних конструкцій. Основні способи та методи підсилення наведені на рис. 1 [144].

Автори А.Б. Гольшев, П.И. Кривошеев [58, 109] зазначають, що підсилення бетоном і залізобетоном зазвичай здійснюється влаштуванням обойм, сорочок і шляхом однобічного чи двостороннього нарощування.



Обойми являють собою конструктивні рішення, коли конструкція, що підсилюється, охоплюється з усіх боків залізобетоном, сорочки – коли конструкція охоплюється бетоном тільки з трьох сторін. Нарощування може здійснюватися з боку стиснутої зони конструкції, з боку розтягнутої зони чи з боку бічних граней конструкції по усій висоті перетину.

Обойми застосовуються для підсилення центрально-стиснутих конструкцій – колон і рідше конструкцій, що згинаються – балок, а також коротких консолей, стиснутих елементів кроквяних ферм і балок, вузлів сполучення колон з фундаментами і вузлів кроквяних ферм і балок.

Обойми можуть улаштуватися по всій довжині конструкції чи частково – у місцях ушкоджень і найбільших навантажень з перепуском на неушкоджені ділянки не менше, ніж на п'ять товщин обойм, на ширину більшої грані конструкції і не менше ніж на 400 мм.

Обойма армується подовжньою робочою і поперечною арматурою. Товщина обойми колони залежить від ступеня посилення і звичайно не перевищує 300 мм. Мінімальна товщина при укладанні бетону вібруванням приймається не менше 70-80 мм, і при укладанні торкретуванням – не менше 50 мм.

Площа поперечного перерізу подовжньої арматури обойми встановлюється розрахунком, але її діаметр повинен бути не менше 16 мм для стиснутих зон і не менше 12 мм – для розтягнутих зон.

Поперечна арматура у вигляді хомутів приймається діаметром не менше 6 мм і встановлюється з кроком не більше 15 діаметрів подовжньої арматури, не більше триразової товщини обойми і не більше 200 мм. У місцях концентрації навантажень біля опорних частин обойми, хомути встановлюються з кроком, зменшеним удвічі. Повздовжня арматура в необхідних випадках може бути пропущена через вузли нерозрізних монолітних і збірно-монолітних конструкцій.

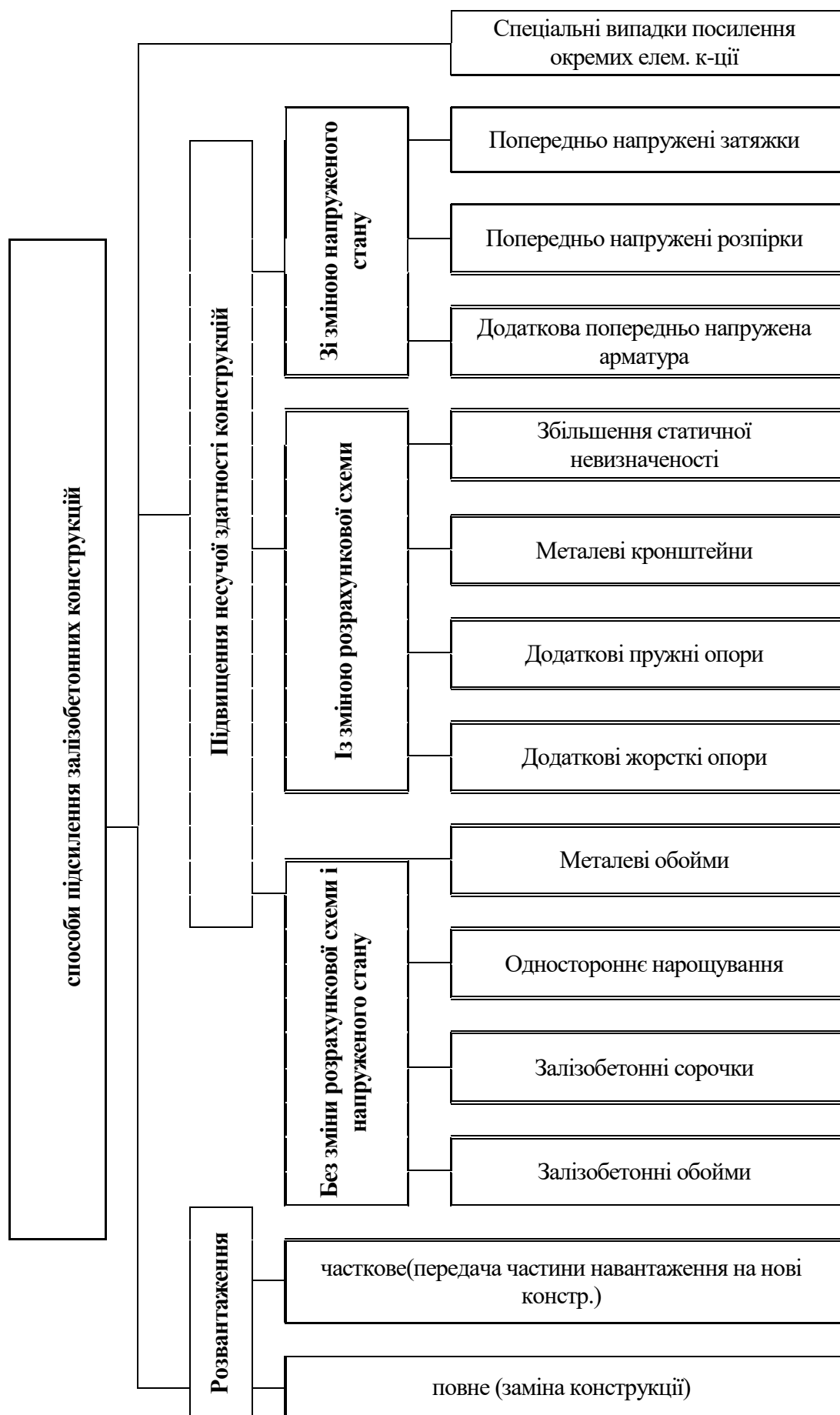


Рис. 1. Основні типи підсилення та відновлення з/б конструкцій

В роботі Голишева А.Б. [58] зазначено, що спільна робота „старого” і „нового” бетону при збільшенні поперечного перерізу конструкції, що підсилюється, досягається влаштуванням у „старому” бетоні відкритих пазів, насічки, додатковим поперечним армуванням хомутами, що з’єднуються з арматурою конструкції. Для поліпшення зчеплення „нового” бетону з „старим” крім насічки, для місцевої обійми, рекомендується виконувати ґрунтовку полімеррозчином.

Сорочки використовуються для підсилення позацентрових стиснутих колон і балок монолітних перекриттів, а також стиснутих елементів ферм. При цьому застосування сорочок у конструкціях, що згинаються, найбільш ефективно при одночасному нарощуванні плити зверху.

Сорочки влаштовуються зазвичай по всій довжині конструкції. Товщина сорочок визначається розрахунком, а мінімальна товщина – виходячи з умов бетонування. Сорочки армуються повздовжньою і поперечною арматурою, частина з яких є робочою, а інша частина ставиться конструктивно. Перетин робочої арматури визначається розрахунком. Встановлюється вона в розтягнутій зоні конструкції. Діаметр подовжньої арматури приймається не менш 12 мм, а поперечної — не менш 8 мм. Поперечна арматура виконується у вигляді окремих стержнів чи відкритих хомути, що приварюються до існуючого армування. Хомути замикаються чи з’єднуються зварюванням зі спеціальними анкерами. Якщо з розрахунку хомути не вимагаються, вони ставляться конструктивно. При цьому крок може бути прийнятий максимальним, але не більш триразової товщини сорочки, не більш 15-кратного діаметра повздовжньої арматури і не більш 200 мм. Біля опорних частин сорочок хомути встановлюються з кроком, зменшеним удвічі.

Нарощування застосовується як для підсилення збірних ребристих плит і балок покрить, плит збірних і монолітних перекриттів, так і для підсилення позацентрово-стиснених колон, коротких консолей колон і верхніх крайніх частин підкранових балок.

Нарощування зверху конструкцій, що згинаються виконують в основному при необхідності значного збільшення несучої здатності конструкції і здійснюється бетонуванням товстішої плити. При підсиленні плит монолітних перекриттів над опорами (зверху) встановлюється додаткова арматура (як надпорна арматура нерозрізних балок).

Спільна робота „старого” і „нового” бетону досягається за рахунок механічного зачеплення, влаштуванням насічки чи за рахунок встановлення додаткової поперечної арматури, що з'єднується приварюванням існуючої. Для підвищення зчеплення „старого” і „нового” бетону можуть застосовуватися також композити на основі епоксидного, акрилового й інших видів клеїв.

Товщина нарощування визначається розрахунком. Мінімальна товщина нарощування при укладанні бетону вібруванням складає 35 мм, а при укладанні торкретуванням – 25 мм.

Поперечна арматура приймається діаметром не менш 6 мм і встановлюється з кроком не більше  $15d$  додаткової повздовжньої арматури.

Нарощування знизу конструкцій, що згинаються виконують зазвичай при неможливості підсилення нарощуванням зверху і при необхідності незначного збільшення несучої здатності конструкції. Підсилення здійснюється за рахунок встановлення додаткової подовжньої арматури, що приварюється до існуючої оголеної. Приварювання виконується ділянками по 50-150 мм через кожні 500-1000 мм за довжиною стержня. Додаткові стержні повздовжньої арматури приварюються або безпосередньо до існуючих, або за допомогою коротунів діаметром від 10 до 40 мм і довжиною від 80 до 200 мм порізно. Можливе також встановлення додаткової повздовжньої арматури на полімеррозчині.

При необхідності значного нарощування застосовуються спеціальні приварені відгини, що повинні цілком сприймати зрізуючу силу, що діє в площині контактного шва. Діаметр додаткових арматурних стержнів приймається не менш 12 мм.

Стержні оштукатурюються цементним розчином або покриваються торкретбетоном, міцністю не нижче класу В25. Приварювання додаткової

арматури до існуючої без попереднього розвантаження конструкції також не допускається, якщо напруження в арматурі найбільш несприятливого перетину конструкції перевищують 85% її межі текучості. Визначення напружень в арматурі конструкції, що підсилюється, виконують при фактичних значеннях діючих навантажень, міцності бетону й арматури, площі поперечного перерізу арматури за винятком перетину існуючого стержня, що зварюється.

При підсиленні обіймами, сорочками, нарощуванням варто прагнути до максимального розвантаження конструкції, що підсилюється. При підсиленні конструкції під навантаженням рекомендується застосовувати, в основному, попередньо напружені гнучкі елементи підсилення.

Підсилення конструкцій, що згинаються, за похилими перетинами, а також підсилення опорних частин і вузлів кроквяних ферм і балок може здійснюватися встановленням додаткової поперечної арматури у вигляді вертикальних і похилих хомутів. Сумісна робота хомутів з конструкцією, що підсилюється, забезпечується приварюванням до існуючої арматури, приклеюванням до бетону за допомогою епоксидного, акрилового та інших видів клеїв, закріпленням кінцями у верхній і нижній зонах за допомогою залізобетонних плит, або, частіше, анкерних пристроїв у вигляді кутників чи швелерів, що охоплюють верхню і нижню грані конструкції.

Поряд з влаштуванням обійм ефективним є нарощування робочої арматури [15, 29, 49, 58, 85, 118]. При цьому ефективним є застосування зовнішньої арматури [49, 57, 128], оскільки при цьому збільшується робоча висота перерізу.

Широке застосування для підсилення має застосування різного роду композитних матеріалів [150, 171, 174], які закріплюються, як правило, шляхом приклеювання на зовнішню поверхню конструкції [185, 186, 190]. Стрічки з композитних матеріалів, які наклеюються на поверхню конструкції, мають досить високі характеристики міцності – напруження при розриві сягають до 3000 МПа при низьких величинах видовження. Це дає змогу досягнути значного підвищення несучої здатності конструкцій, які підсилюються. Однак, при низьких характеристиках міцності бетону конструкцій часто проходить відрив зовнішніх

шарів бетону і викликає недовикористання характеристик міцності матеріалу композитних стрічок.

Питаннями розрахунку відновлених та підсилених залізобетонних елементів займалися Барашиков А.Я. Бондаренко С.В., Вахненко П.Ф., Голишев А.Б., Шагін О.Л. та багато інших [34-36, 49, 58, 149, 166, 197].

Одним з методів підсилення є метод нарощування з встановленням додаткового армування. Даний метод підсилення дозволяє ефективно використовувати основну арматуру для сумісної роботи з арматурою підсилення.

При використанні підсилення, що полягає в збільшенні перерізу залізобетонних конструкцій шляхом влаштування обойм, „сорочок” або односторонніх і двосторонніх нарощень перерізів розрахунок таких елементів виконується як для монолітних. В зв'язку з тим, що підсилений елемент може мати в одному перерізі різні класи бетону й арматури, розрахунок згинальних елементів за нормальними перерізами виконується для загального випадку розрахунку залізобетонних конструкцій за СНиП 2.03.01-84. При визначенні  $\xi_R$  приймається, що граничний стан в конструкції досягається одночасно з настанням в розтягнутій арматурі розрахункового опору. Якщо в стиснутій зоні розташовані бетони різних класів, то при визначенні  $\xi$  та  $\xi_R$  в розрахунку пропонується приймати розрахунковий опір бетону з нижчим класом.

В роботі Голишева А.Б. [58] пропонується розрахунок конструкцій, що підсилюються, виконувати за граничними станами для двох стадій роботи, а саме: до включення в роботу бетону підсилення – на навантаження і дії, що включають навантаження від бетону підсилення, та після включення в роботу бетону підсилення – на повні експлуатаційні навантаження. Пропонується приймати розрахунковий опір для існуючої арматури  $0.8 R_s$ , якщо вона розташована на відстані більшій, ніж  $0.5(h-x)$  від розтягнутої грані підсиленого перерізу.

Проведено дослідження згинальних елементів підсилених в ненапруженому стані в розтягнутій зоні різними способами. Міцність та деформації визначаються через приведений переріз, без врахування початкових напружень основної і

додаткової арматури. Виконані дослідження підсилених елементів після виникнення в них тріщин вказують на необхідність врахування початкового напруженого стану при розрахунку міцності і деформацій підсилених згинальних елементів.

### **1.5 Огляд методів розрахунку згинальних залізобетонних елементів за деформаційною моделлю**

Відповідно до нормативних документів з проектування залізобетонних конструкцій [71-73, 76-79] розрахунок несучої здатності залізобетонних елементів проводиться за першою групою граничних станів, тобто коли напруження в стиснутому бетоні та розтягнутій арматурі досягають їх розрахункових опорів, а деформації граничних значень.

Враховуючи різноманітну кількість причин, що викликають необхідність в збільшенні несучої здатності, підсилення може виконуватись при різних умовах навантаження. Тому, важливими питанням є оцінка напружено-деформованого стану залізобетонних елементів до їхнього підсилення з врахуванням пошкоджень робочої арматури, що вплине на ефективність підсилення і сумісну роботу основної конструкції з елементами підсилення.

Розрахункам напружено-деформованого стану залізобетонних елементів використанням деформаційної моделі присвятили свої праці багато дослідників Андрійчук О.В. [12, 13], Байков В.М. [27, 28], Бабич Є.М. [18-21, 152], Бамбура А.М. [30-33], Барашиков А.Я. [34-36], Дорофєєв В.С. [74], Карпенко Н.І. [89-91], Карпюк В.М. [92, 93], Кінаш Р.І. [96], Клименко Є.В. [97-100], Крилов С.Н. [111], Мурашов В.І. [126], Прокопович І.Є. [133, 134], Савицький М.В. [121], Семко О.В. [140], та інші вчені [25, 110]. Дослідженням характеристик бетону як конструкційного матеріалу займалися Ахверердов І.М. [16, 17], Бабушкін В.Й. [23, 24], Баженов Ю.М. [26], Дерев'янка В.М. [48], Вировий В.М. [55], Кизирия Г.В. [94], Кривенко П.В. [108], Крусъ Ю.А. [19], Писанко Г.Н. [83], Чернявський В.Л. [119, 146], Rizzo E. [121] та ін. [4, 9, 14, 127, 129, 131, 137]. Також існує багато довідкової та навчальної літератури стосовно розрахунку залізобетонних конструкцій [18, 22, 24, 54, 55, 70, 74, 77, 96, 97 та ін].

З розвитком методик розрахунку напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій на новий рівень виходить нелінійна деформаційна модель. Над нею працювали наступні вчені: Азізов Т.Н., Бабич Є.М. [8], Байков В.Н. [10], Бамбура А.М. [11-14], Барашиков А.Я., Залесов А.С. [42], Кочкар'єв Д.В. [60, 61], Митрофанов В.П. [76], Павліков А.М., Шкурупій О.А. [100-102], Vijaya K. [132].

В роботах [30-34] показана правомірність і доцільність заміни криволінійної (фактичної) епюри напружень в бетоні стиснутої зони на трапецієвидну в тих випадках, коли напружений стан залізобетонного елемента необхідно оцінити не в граничній стадії. Тоді коефіцієнт форми напружень  $\omega = 1 - \frac{\nu}{2}$ , віддаль до центра ваги епюри напружень в бетоні складає

$\gamma = \frac{3(1-\nu)+\nu^2}{3(2-\nu)}$ , а коефіцієнт пружності  $\gamma = 1 - \lambda$ . Таким чином, через коефіцієнт

пружності бетону визначають не тільки співвідношення між пружними і повними деформаціями бетону стиснутої зони, але також і форму епюри нормальних напружень і положення центра епюри. Задача зводиться до визначення коефіцієнта пружності бетону на різних стадіях роботи позацентрово-стисненого елемента. Показано, що розрахунок напруженого стану залізобетонного елемента на проміжних стадіях роботи можна виконати визначаючи висоту стиснутої зони в перерізі із тріщиною із квадратного рівняння:

$$\xi^2 + (\beta + \varphi_f) \xi - \beta\varphi = 0. \quad (1.4)$$

де  $\beta = \frac{\mu\alpha\psi_b}{\omega\nu\psi_s}$ ;  $\varphi_f = \frac{A'_s\alpha}{\nu b h_0}$ ;  $\varphi = \frac{\xi}{\xi_c} = 1 - \frac{0.7}{(100\mu + 1)}$ .

Форма епюри напружень в бетоні стиснутої зони приймається прямокутною, а величини  $\nu, \varphi, \psi_b, \psi_s$  повинні визначатись виходячи із рівня та характеру навантаження до влаштування підсилення.



Висоту стиснутої зони бетону в перерізі із тріщиною для будь-якої стадії напруженого стану при розрахунку деформацій можна визначити за формулою:

$$x = \varphi_{\xi}(\varphi_s + \varphi_f + \varphi_n)h_0. \quad (1.5)$$

При визначенні плеча внутрішньої пари сил приймається трикутна еюра напружень в бетоні стиснутої зони:

$$z = \left( h_0 - \frac{x}{3} \right) \frac{\left[ \begin{array}{c} 1 + \lambda \frac{h_0 - 0.5h'_f}{h_0 - \frac{x}{3}} \\ h_0 - \frac{x}{3} \\ 1 + \lambda \end{array} \right]}{1 + \lambda}. \quad (1.6)$$

В роботах Улицького І.І. та Прокоповича І.Є. [134] показано, що теорія старіння із її модифікаціями дозволяє описати процес деформування стиснуто-зігнутих елементів в часі із достатньою точністю. В роботах на основі експериментальних і теоретичних досліджень показано, що лінійна залежність між напруженнями і характеристиками повзучості бетонів дозволяє значно спростити визначення напруженого стану із заміною інтегральних залежностей на алгебраїчні, а прийнявши постійними значення напружень в певні періоди часу можна звести інтегральні залежності для визначення напружень і деформацій в часі, пов'язаних із повзучістю бетону до формул СНиП2.03.01-84\* [141].

Відомо що для нормальної експлуатації конструкцій повинна дотримуватися загальна вимога будівельних норм:

$$\gamma F \leq \Phi \cdot K, \quad (1.7)$$

де  $F$  – фактичне навантаження на конструкцію у момент обстеження, коли було виявлено дефекти і пошкодження;  $\Phi$  – несуча здатність несучої конструкції без урахування пошкоджень і дефектів, визначена розрахунком з умови міцності і стійкості по фактичних значеннях площ перетинів  $A_b$ ,  $A_s$  і міцності бетону і сталі  $f_c$ ,  $f_y$ ;  $K$  – коефіцієнт зниження несучої здатності конструкції, за наявності дефектів і пошкоджень, значення якого може бути

встановлене на основі результатів обстежень;  $\gamma$  - коефіцієнт надійності за матеріалом.

При практичних розрахунках умову (1.7) зручно подати у вигляді:

$$F \leq \frac{\Phi \cdot K}{\gamma} \quad (1.8)$$

Щоб правильно вирішити питання, які елементи конструкції потрібно підсилювати і з якої причини, умову (1.8) необхідно перевіряти для кожного елемента конструкції окремо.

## 1.6 Висновки з розділу 1

1. На основі аналізу існуючих джерел встановлено, що як в нашій країні, так і за кордоном достатньо широко вивчено причини пошкоджень залізобетонних конструкцій в цілому та арматури зокрема.
2. В більшості випадків причиною пошкоджень залізобетонних конструкцій є вплив агресивного середовища та корозія матеріалів. При цьому змінюється не тільки площа поперечного перерізу як конструкцій в цілому, так і окремих їх конструктивних елементів, але відбувається зміна фізико-механічних характеристик матеріалів.
3. Більшість виконаних досліджень стосується пошкоджень залізобетонних конструкцій без врахування дії навантаження. Однак, в дійсності всі конструкції експлуатуються за дії навантаження щонайменше від власної ваги конструкцій, технологічного обладнання тощо, що вносить свої особливості на характер пошкоджень.
4. На підставі виконаного аналізу, в даній роботі поставлено наступні задачі досліджень:
  - вивчити існуючий стан досліджень впливу пошкоджень арматури на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій;
  - розробити програму та методику експериментальних досліджень залізобетонних балок з пошкодженням робочої арматури, отриманими за дії навантаження різної інтенсивності;
  - виконати експериментальні дослідження впливу пошкоджень робочої арматури, отриманих за дії навантаження на параметри міцності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних балок;
  - провести аналіз отриманих результатів експериментальних досліджень;
  - запропонувати методику розрахунку міцності та деформативності залізобетонних балок з пошкодженням арматури за дії навантаження.

## РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

### 2.1. Програма експериментальних досліджень

Для досягнення і виконання поставлених задач досліджень було запроєктовано та виготовлено в заводських умовах 16 залізобетонних балок (рис. 2.1), 9 бетонних призм, 20 бетонних кубів та 7 бетонних циліндрів (рис. 2.2). Відібрано арматурні стержні для визначення фізико-механічних характеристик з тієї ж серії арматури, яка використовувалась для дослідних зразків.



Рис.2.1. Загальний вигляд дослідних зразків



Рис.2.1. Загальний вигляд бетонних циліндрів, кубиків та призм

Прийняті наступні умовні позначення: К – контрольна; Б – балка; П – пошкоджена (табл. 2.1). При корозійних чи механічних пошкодженнях арматури в реальних залізобетонних конструкціях зменшується площа поперечного перерізу арматури і відповідно несуча здатність залізобетонних конструкцій. При виконанні

експериментальних досліджень моделювали зменшення площі робочої арматури балок шляхом висверлювання отворів в стержнях. При цьому діаметром висверленого отвору моделювалась ступінь пошкодження арматури і відповідно зменшення площі поперечного перерізу стержнів. Під час випробувань діаметр висверлених отворів поступово збільшувався, приводячи для прикладу площу поперечного перерізу стержнів  $\varnothing 20$  до площі стержнів  $\varnothing 16$ . Всі балки були пошкоджені одиночним отвором, крім балок з позначенням „\*”, що означає балки пошкоджені 5-а отворами за довжиною арматурного стержня.

Програма експериментальних досліджень подана на рис. 2.2.

16 балок	→	Серія 1 (робоча арматура діаметром 20 мм)	→	Контрольні непошкоджені зразки (2 балки)	→	КБ-1.1 КБ-1.2
				Пошкоджені без початкового рівня навантаження (2 балки)	→	БП-1.3 БП-1.4
				Пошкоджені при початковому рівні навантаження $0.3 \cdot M_{ult}^{exp}$ , $0.5 \cdot M_{ult}^{exp}$ , $0.7 \cdot M_{ult}^{exp}$ (6 балок)	→	БП-1.5-0.3 БП-1.6-0.3 БП-1.7-0.5 БП-1.8-0.5 БП-1.9-0.5* БП-1.10-0.5* БП-1.11-0.7 БП-1.12-0.7
		Серія 2 (робоча арматура діаметром 16 мм)	→	Контрольні непошкоджені зразки (2 балки)	→	КБ-2.13 КБ-2.14
		Серія 3 (робоча арматура діаметром 22 мм)	→	Пошкоджені при початковому рівні навантаження $0.5 \cdot M_{ult}^{exp}$ ,	→	БП-3.15-0.5 БП-3.16-0.5

Рис. 2.2. Програма експериментальних досліджень

Перша цифра означає серію балок, яких є чотири: 1-а серія – балки з робочою арматурою діаметром 20 мм, 2-а серія – балки з робочою арматурою діаметром

16 мм та 3-а серія – з робочою арматурою діаметром 22 мм. Друга цифра – це порядковий номер зразків (1...16). Третя цифра вказує до якого рівня навантаження перед пошкодженням попередньо доводили зразки відносно руйнівного зусилля непідсилених зразків КБ-1.1 та КБ-1.2 (0.3, 0.5, 0.7).

Таким чином, маркування „БП-1.9-0.5\*” вказує на те, що балку з порядковим номером 9 та 1-ї серії (робоча арматура діаметром 20 мм), випробували на короткочасне навантаження з попереднім пошкодженням 5-а отворами до площі, що відповідає робочій арматурі діаметром 16 мм, при дії навантаження, рівному 0.5 від експериментально визначеного руйнівного навантаження непідсилених зразків.

Експериментальні зразки були прийняті довжиною 2100 мм, шириною 100 мм і висотою 200 мм (рис. 2.3). Склад бетону балок – Ц:П:Щ=1:1,16:2,5 при В/Ц=0,375. Цемент марки М-500, пісок кварцевий без домішок з модулем крупності  $M_k=2.00$ , щебінь гранітний фракцій 5...10 мм – 66%, 10...20 мм – 33%.

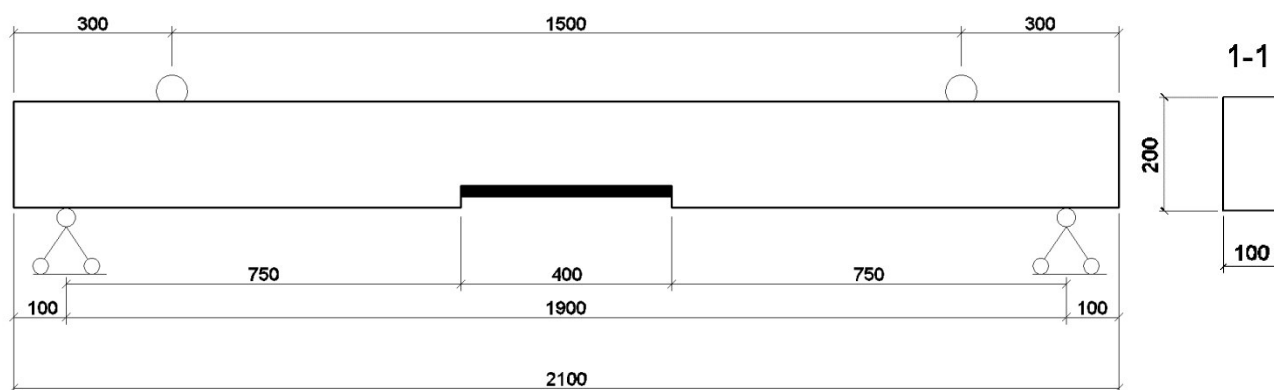


Рис. 2.3. Опалубне креслення експериментальних зразків

Армування робочої арматури класу А500С, діаметр відрізнявся в залежності від серії: Ø20мм (1-а серія, рис. 2.4), 16 мм (2-а серія, рис. 2.5) та 22 мм (3-а серія, рис. 2.6). Арматура, яка розташована в стиснутій зоні та поперечне армування, виконане у вигляді Ø5 В 500. Поперечна арматура Ø5В500С із кроком 75 мм. З'єднання арматури у просторовий каркас виконували контактним зварюванням в заводських умовах. До повздовжньої арматури в процесі виготовлення каркасів було приварено 4 металевих тримачі на відстані 200 мм один від одного, які

призначені для кріплення механічних приладів визначення деформацій. Зразки виготовлені у заводських умовах на віброплощині поточного виробництва.

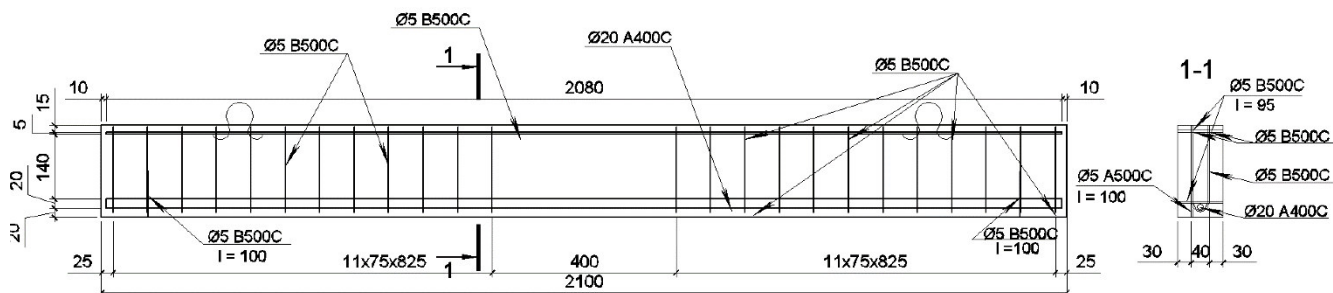


Рис. 2.4. Конструкція та армування дослідних зразків 1-ї серії

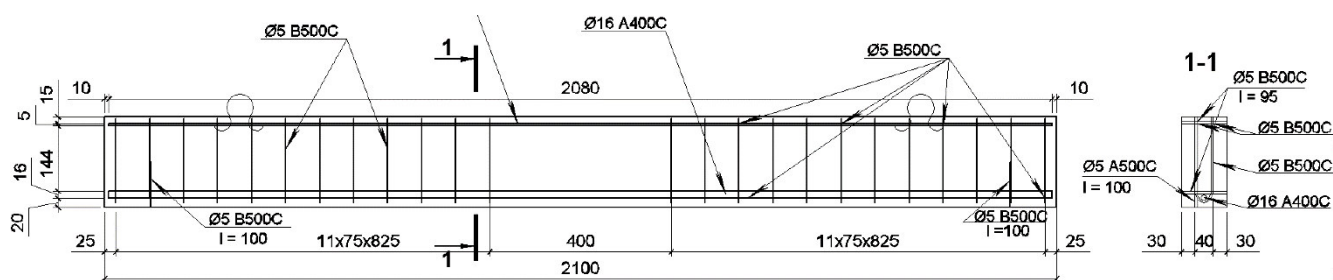


Рис. 2.5. Конструкція та армування дослідних зразків 2-ї серії

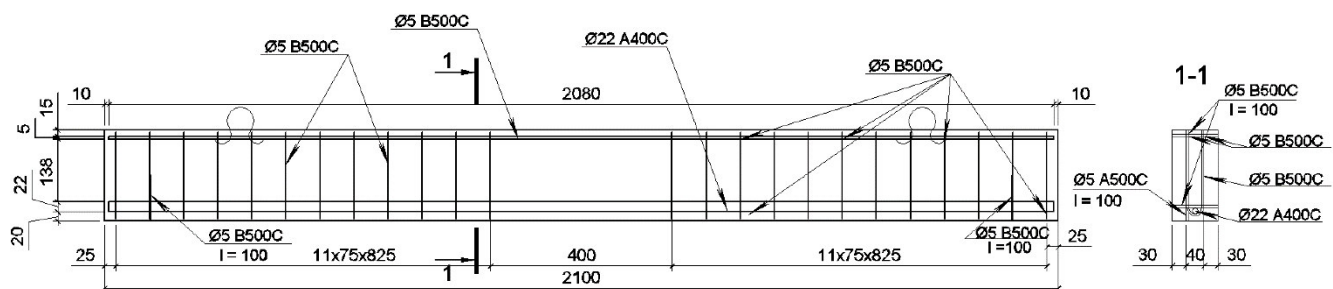


Рис. 2.6. Конструкція та армування дослідних зразків 3-ї серії

Набирання міцності бетону проходило при температурі зовнішнього середовища  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  при постійному зволоженні дослідних зразків.

Звільнення бетонних зразків від опалубки відбувалося на 7 день після формування.



Рис. 2.7. Загальний вигляд каркасу дослідних зразків в опалубці

## 2.2. Методика експериментальних досліджень непошкоджених та пошкоджених балок

Дослідні зразки випробовували на згин короткочасним навантаженням. Контроль рівня навантаження здійснювали за допомогою кільцевих динамометрів К1 та К2, які одночасно служили шарнірною опорою з однієї сторони і нерухомою опорою з іншої сторони балки з прогоном 1900 мм. Навантаження прикладали у вигляді двох зосереджених сил в третинах прольоту балки за допомогою гідравлічного домкрата та розподільчої траверси. Схема розташування приладів подана на рис. 2.8.

Деформації робочої арматури вимірювали за допомогою мікроіндикаторів годинникового типу  $Ai1$  та  $Ai2$  з ціною поділки 0.001 мм. Мікроіндикатори  $i1...i10$  з ціною поділки 0.001 мм служили для вимірювання деформацій бетону за висотою перерізу балки. Мікроіндикатори  $i1$  та  $i2$  знаходились на верхній грані балок для вимірювання деформацій крайніх стиснутих фібр бетону. Мікроіндикатори  $i3...i10$  знаходились на боковій грані балки з кроком 20 мм і не виступали за межі зони „чистого згину”. Для вимірювання прогинів на балку було встановлено п'ять





Навантаження прикладали етапами по  $0.05M_u^{exp}$  ( $M_u^{exp}$  – згинальний момент, при якому відбувалось вичерпання несучої здатності) до появи перших тріщин з витримкою 15 хв. Після цього навантаження продовжували етапами по  $0.1M_u^{exp}$  з витримкою 15 хв після кожного етапу. Витримка виконувалась для стабілізації пластичних деформацій бетону. За перших 10 хвилин відслідковували появу нових тріщин, розвиток попередніх тріщин та виконували вимірювання ширини їх розкриття за допомогою мікроскопа МПБ-2. Ціна поділки мікроскопа 0.05 мм. На вільній від індикаторів бічній грані балки проводили нумерування тріщин в порядку їх появи та проводили ескізування розвитку тріщин із зазначенням відповідних етапів навантаження. Наступні 5 хвилин записували відліки мікроіндикаторів та прогиномірів.

Крім цього випробували окремі зразки арматурних стержнів різного діаметру  $\varnothing 20...22$  і виконували пошкодження робочої арматури з використанням кутової шліфмашинки та ріжучого круга. Як варіант, розглядалось пошкодження зішліфовуванням робочої арматури. Всі варіанти пошкоджень заплановані поетапним зменшенням площі робочої арматури 1 серії (робоча арматура діаметром 20 мм) та 3 серії (робоча арматура діаметром 22 мм) до 2 серії (робоча арматура діаметром 16 мм). Проте даний спосіб складний у виконанні і не дає достатньої точності пошкодження, особливо для експериментальних зразків під дією навантаження, тому для пошкодження арматури балок використовували моделювання пошкодження висверлюванням отворів. В п. 2.2.2 подано результати дослідження пошкоджених таким чином арматурних стержнів.

Як спосіб пошкодження всіх зразків з маркуванням БП обрано поетапне сверління отворів з фіксуванням на кожному етапі зміни приросту деформацій робочої арматури, стиснутого бетону та деформацій бетону за висотою перерізу.

При випробуванні балок з маркуванням БП поетапне навантаження з фіксацією деформацій стиснутої фібри бетону та бетону за висотою перерізу і розтягнутої робочої арматури, проводили до відповідного рівня (0.0, 0.3, 0.5 чи  $0.7M_u^{exp}$ ), після чого виконували пошкодження робочої арматури зразків. Для цього в ділянці розтягнутої арматури під час бетонування передбачено порожнину у

бетоні розмірами 400×40 мм (рис. 2.10) для доступу до робочої розтягнутої арматури. Оскільки, в даній ділянці балок є деформації розтягу, це практично не впливає на загальну несучу здатність зразків. Контрольні зразки 1-ї та 2-ї серії виконані з ідентичними порожнинами у бетоні.



Рис. 2.10. Загальний вигляд порожнини в бетоні розтягнутої зони для доступу до робочої арматури

Балки з маркуванням БП пошкоджували шляхом поетапного влаштування наскрізних отворів в розтягнутій арматурі, при дії навантаження рівня 0.0; 0.3; 0.5 та 0.7 від руйнівного значення контрольної балки.

Отвори для зразків 1-ї серії (робоча арматура діаметром 20 мм) виконували з поетапним їх збільшенням: 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5 та 5.6 мм. Для 8 балок 1-ї серії (БП-1.3 та БП-1.4, БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3, БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5, БП-1.9-0.7 та БП-1.10-0.7) отвори були одиночні (рис. 2.11).



Рис. 2.11. Загальний вигляд одиночного отвору у робочій арматурі пошкоджених зразків

У зразках, позначених вкінці „\*” (БП-1.11-0.5\* та БП-1.12-0.5\*), виконано 5 отворів з тими ж діаметрами (рис. 2.12).

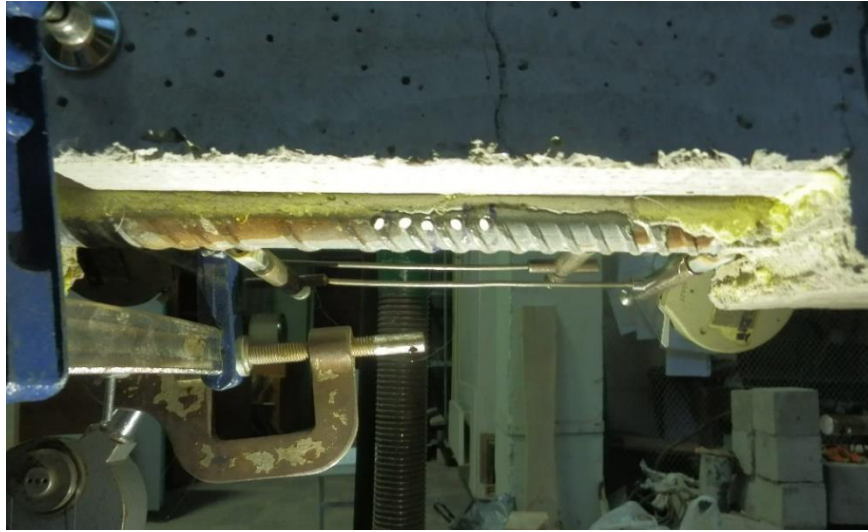


Рис. 2.12. Загальний вигляд п'яти отворів у робочій арматурі пошкоджених зразків

Отвори для зразків 3-ї серії (робоча арматура діаметром 22 мм): 0.0, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5, 6.0, 6.5, 7.0, 7.5, 8.0, 8.4 мм. Для 2-ох балок 3-ї серії (БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5) отвори були одиночні.

Після пошкодження шляхом висверлювання кінцевих отворів  $\varnothing 5.6$  та  $\varnothing 8.4$  площа робочої арматури відповідно в зразках 1-ої серії (робоча арматура діаметром 20 мм) та 3-ї серії (робоча арматура діаметром 22 мм) відповідала площі робочої арматури діаметром 16 мм контрольних зразків 2-ої серії (КБ-1.13 та КБ-1.14).

Після пошкодження продовжували дослідження подальшим навантаженням зразків до їх руйнування.

Загальний вигляд та схема стенду для випробування подані на рис. 2.13-2.14.

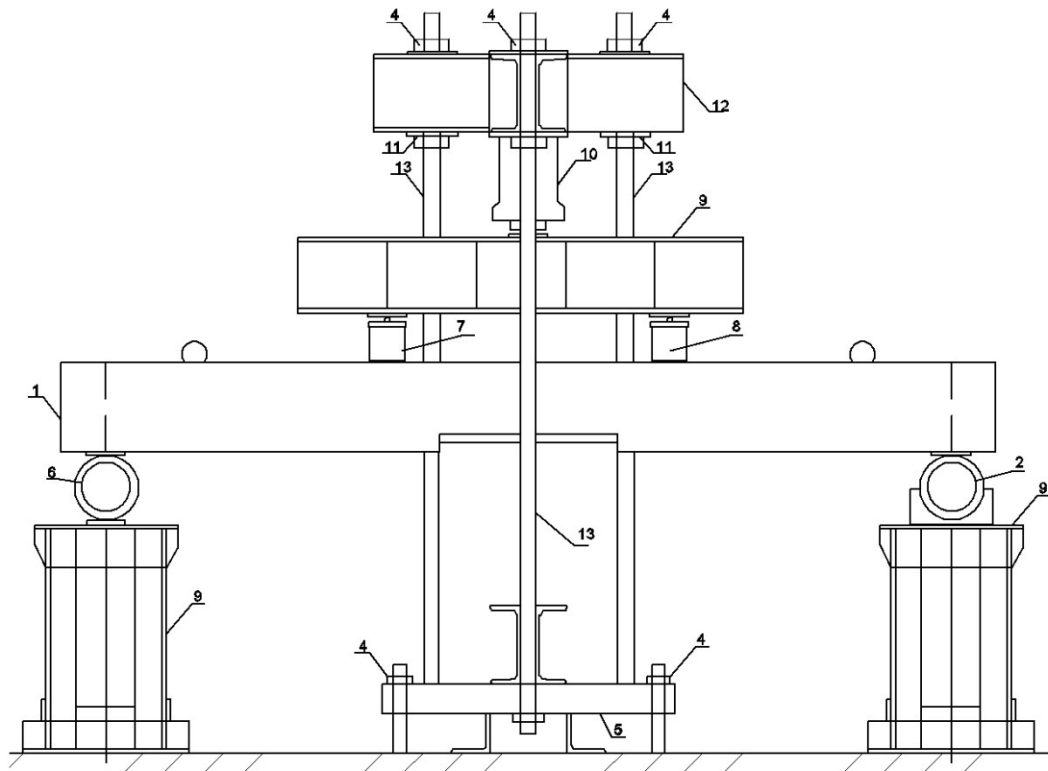


Рис. 2.14. Схема стелду для випробування балок

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



Рис. 2.13. Загальний вигляд стелду для випробування балок

## 2.3. Фізико-механічні характеристики матеріалів

### 2.3.1 Характеристики бетону

Зразки балок бетонувались одним замісом з відповідними контрольними випробуваннями кубів, призм та циліндрів. Міцність бетону на стиск визначали випробуванням кубів з ребром 100 мм та циліндрів діаметром 100 мм, висотою 200 мм. Призмову міцність і початковий модуль пружності визначали на призмах висотою 400 мм і перерізом 100×100 мм та циліндрах висотою 300 мм та діаметром 150 мм (Рис 2.15).



Рис. 2.15. Випробування бетонних кубів призм та циліндрів

Після дослідження отримано наступні результати:

- призмova міцність  $f_{ck,prism}$  – 33.8 МПа;
- кубикова міцність  $f_{ck,cube}$  – 48.7 МПа;
- початковий модуль пружності  $E_{ck}$  –  $35.1 \times 10^3$  Мпа.

## 2.3.2 Характеристики арматури

### 2.3.2.1 Дослідження впливу пошкоджень арматурних стержнів

Перед початком досліджень для визначення впливу пошкоджень на арматурні стержні в загальній кількості досліджено 19 зразків арматури класу А500С, які випробовували на розтяг. Довжина всіх зразків складала 400 мм, діаметр 20 мм. Пошкодження виконували абразивним кругом за допомогою болгарки у вигляді надрізів глибиною 2 та 6 мм з одиночним надрізом одностороннім, двосторонніми надрізами та з потрійним надрізом із кроком 50 мм між ними. Окремі зразки мали суцільно заточені зразки з тією ж глибиною надрізу та його довжиною 100 мм. Крім цього випробували контрольні зразки непошкодженої арматури. Схему пошкоджень зразків наведено на рис. 2.16. Зразки арматури за технологією заводського виготовлення були термічно-зміцнені і передбачалось, що мають різні характеристики зовнішнього та внутрішнього шарів.

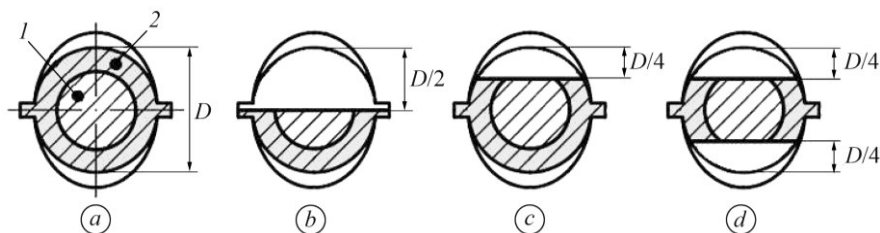


Рис. 2.16. Перерізи зразків арматури (1 – пластична серцевина, 2 – зміцнений шар):

а – суцільна арматура, зразки W01, W02, W03; б – надріз або виріз на глибину половини діаметра, зразки S21, S22, S61, S62, GH1, GH2; в – виріз на глибину чверті діаметра, зразки GQ1, GQ2; г – двосторонній надріз на глибину чверті діаметра, зразки D21, D22, M21, M22, D61, D62, M61, M62.

Випробування зразків сталі виконували на розривній машині СТМ-100 з керуванням за допомогою контролера Biss (рис. 2.17) з одночасним записом діаграми розтягу.

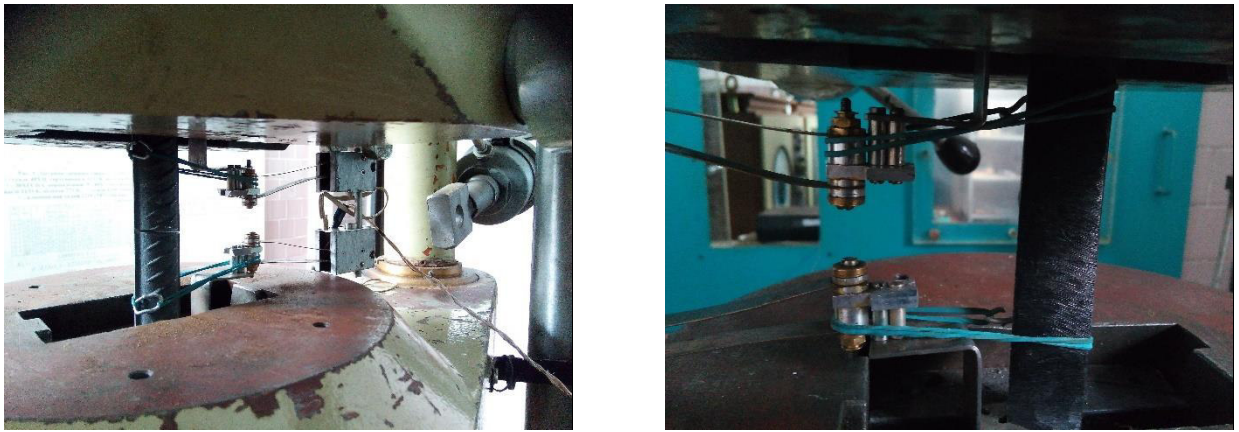


Рис. 2.17. Випробування дослідних зразків сталі на розривній машині СТМ-100

На рис. 2.18а показано діаграми деформування зразків непошкодженого арматурного стержня та зразків з вирізами на глибину  $1/2$  та  $1/4$  діаметра арматури  $D$ .

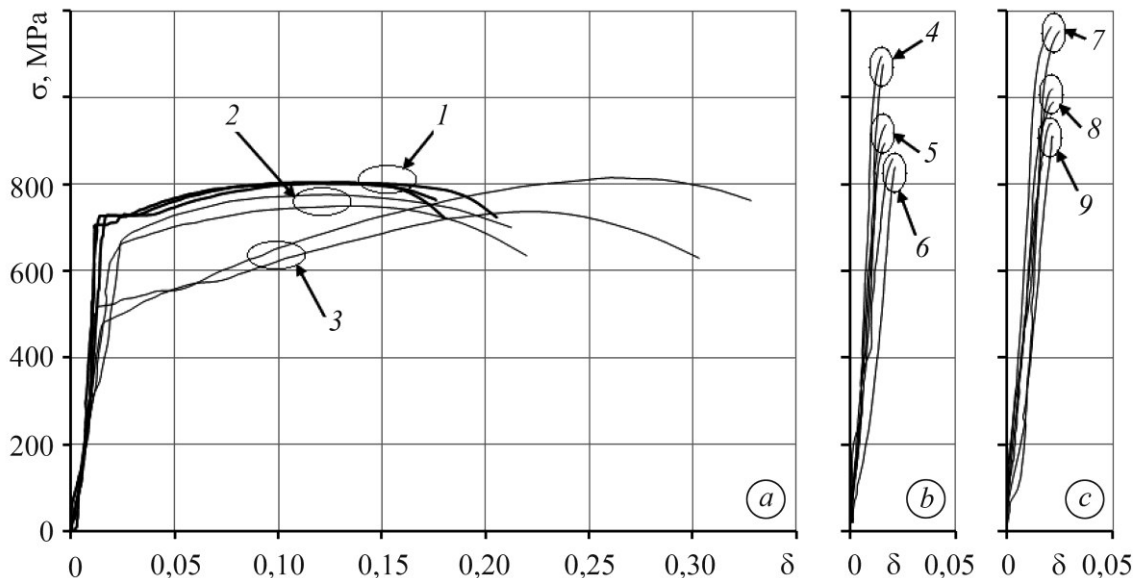


Рис. 2.18. Діаграми деформування зразків арматури з різними типами дефектів

1 – W01, W02, W03; 2 – GH1, GH2; 3 – GQ1, GQ2; 4 – M21, M22;  
5 – D21, D22; 6 – S21, S22; 7 – M61, M62; 8 – D61, D62; 9 – S61, S62.

Згідно з графіку на рис. 2.18, можна зробити висновок, що наявність надрізу зменшує усереднені напруження текучості і збільшує критичні значення деформації порівняно з непошкодженою арматурою. Для вирізу  $1/4D$  (крива 3) напруження текучості зменшуються у 1.3 рази, при тому деформація зростає в 1.5 рази. Для вирізу  $1/2D$  цей ефект значно менший і діаграми деформування (крива 2) незначно відрізняються порівняно з непошкодженою арматурою. Оскільки, під час шліфування арматури на глибину  $1/4D$  знімається частина



термічно-зміцненого шару матеріалу і співвідношення площі термічно-зміцненої складової до площі пластичної серцевини арматури у перерізі зразка змінюється, тоді як за шліфування на  $1/2D$  це співвідношення відповідає такому, як для суцільної арматури. Загальний вигляд досліджених зразків після випробовування наведено на рис. 2.19.

Таким чином, для залізобетонної балки, у якій арматура розтягнутої зони прокородувала на товщину термічно-зміцненого шару необхідно враховувати зміну фізико-механічних характеристик арматурного стержня.



Рис. 2.19. Загальний вигляд зразків арматури з різними типами дефектів

Тому, виникає питання товщини термічно-зміцненого шару і фізико-механічних характеристик всіх шарів.

### **2.3.2.2 Дослідження фізико-механічних характеристик робочої арматури 1-ї серії. Визначення товщини термічно-зміцненого шару та характеристики всіх шарів**

Для випробувань на розтяг використовували два види трубчастих зразків загальною довжиною  $L = 140$  мм, товщиною стінки 3 мм і довжиною робочої зони

$l = 60$  мм та  $l = 40$  мм виготовлені з термозміцненої арматури марки А500С згідно схем, показаних на рис. 2.20.

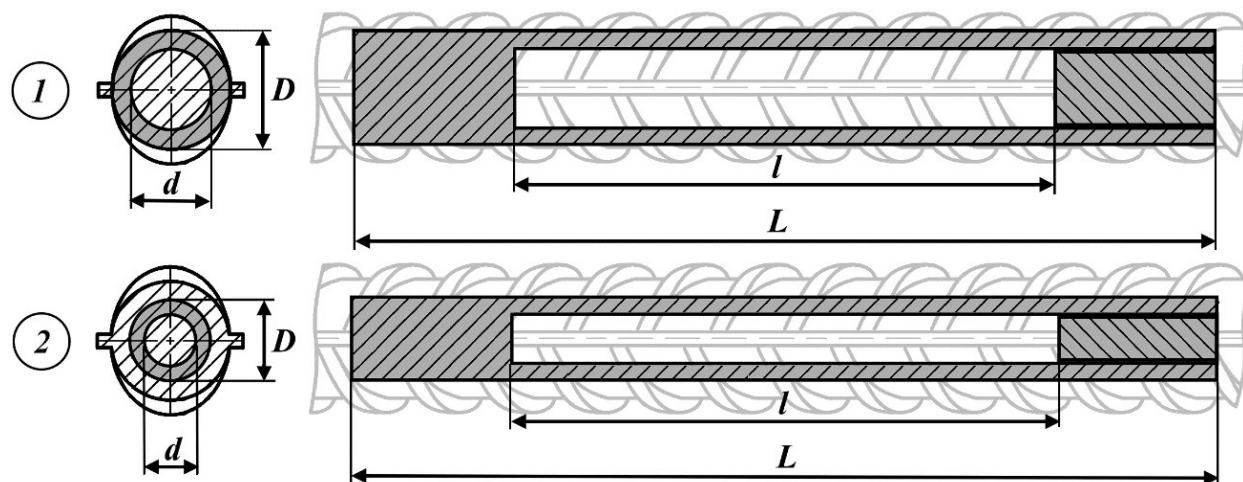


Рис. 2.20. Схема виготовлення трубчастих зразків з арматури для визначення механічних характеристик: 1 – зміцненого шару, 2 – шару серцевини.

Діаметри робочої зони зразків  $d$  і  $D$  вибирали таким чином, щоб робоча зона містила лише поверхневий термічно-зміцнений шар арматури (рис. 2.20, схема 1) або лише матеріал серцевини (рис. 2.20, схема 2). Товщину термічно-зміцненого та шару визначали за результатами вимірювань мікротвердості.

Рівень мікротвердості в поперечному перерізі арматури визначали за допомогою мікротвердоміра ПМТ-3М за навантаження на індентор 0.49 Н і 0.98 Н. Для визначення оптимального навантаження на індентор як еталон використовували кристал кам'яної солі. Оптимальна кількість вимірів ( $n = 3$ ) визначена на основі статистичної обробки результатів випробувань декількох типових мікрошліфів методом малих вибірок.

Після цієї кількості вимірів зміна довірчого інтервалу виміру середнього значення незначна, тобто збільшення кількості вимірів недоцільне. Шліф (рис. 2.21) для вимірювання мікротвердості готували з фрагмента зразка арматури вирізаного в поперечному напрямку з використанням полірувального верстату ВП-2 для полірування торців зразків.



Рис. 2.21. Шліф для визначення мікротвердості поперечного січення арматури.

За результатами вимірювань будували графічну залежність значення твердості від відстані від краю арматурного стержня до середини (рис. 2.22).

Трубчасті зразки розтягували на розривній машині EUS-20 до руйнування за швидкості переміщення рухомої траверси 2 мм/хв (рис. 2.23). Реєстрували зусилля навантаження вбудованим динамометром машини, а та величину видовження тензOMETричним давачем переміщення (екстензометром).

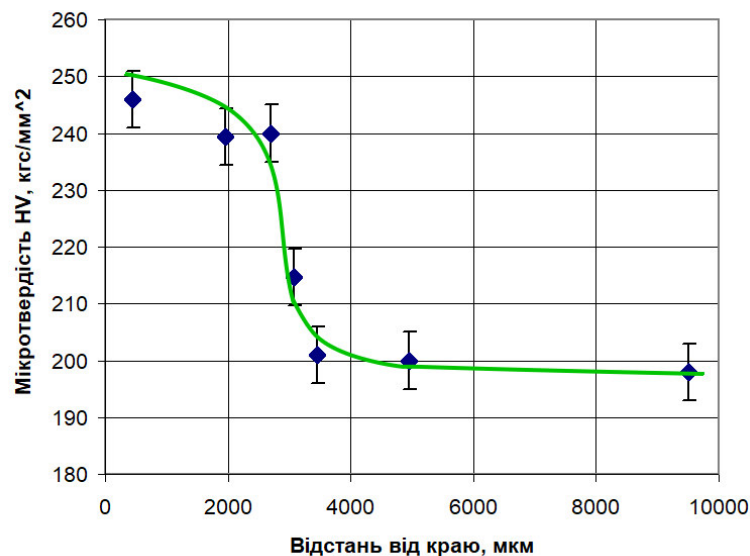


Рис. 2.22. Розподіл мікротвердості поперечного січення арматурного стержня А500С від його краю до серцевини.



Рис. 2.23. Розривна машина EUS-20: а – загальний вигляд установки, б – зразок та цифрова камера для застосування методу кореляції цифрових зображень

За допомогою аналого-цифрового перетворювача сигнали від динамометра та екстензометра реєстрували персональним комп'ютером. Частота реєстрації даних становила 100 Гц. За результатами випробувань будували діаграми деформування зразків у координатах „умовні напруження  $\sigma$  – відносна деформація зразка  $\delta$  на базі робочої довжини зразка”. Діаграми деформування матеріалів зміцненого шару та серцевини арматури показано на рис. 2.24

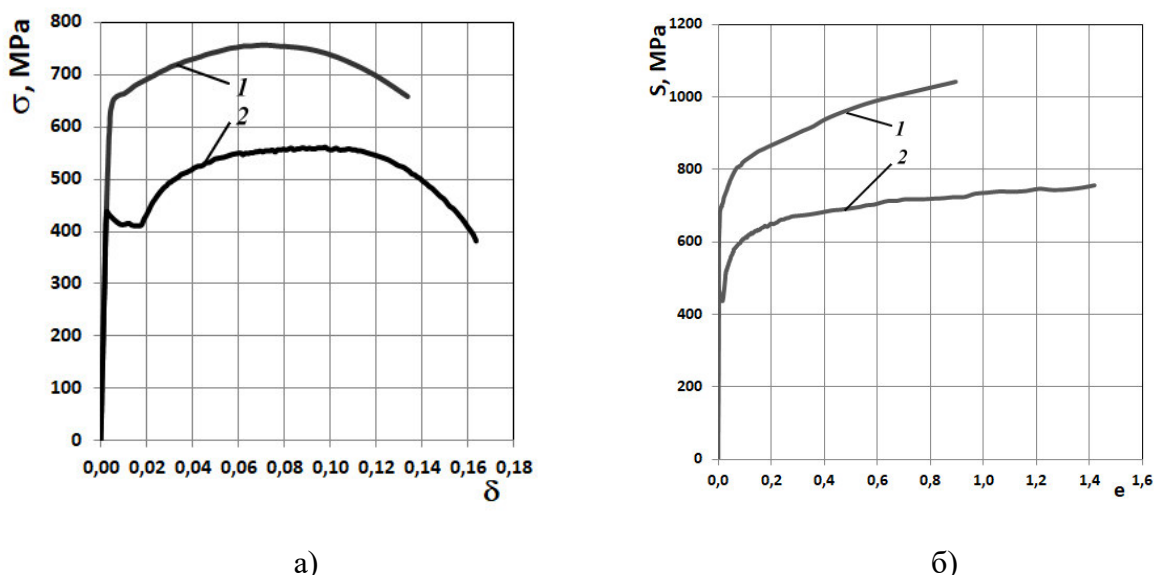


Рис. 2.24. Умовні (а) та істинні (б) діаграми деформування матеріалів зміцненого шару (1) та серцевини арматури (2).

За результатами вимірювань локальної деформації методом кореляції цифрових зображень в місці утворення шийки під час розтягу зразка будували істинні діаграми деформування у координатах „істинні напруження у шийці зразка  $S$  – локальна деформація  $e$ ”. Загальний вигляд випробуваних зразків наведено на рис. 2.25.



Рис. 2.25. Трубчасті зразки після випробувань статичним розтягом

Аналогічно було випробувані суцільні зразки робочої арматури 1-ї серії балок (рис. 2.26).

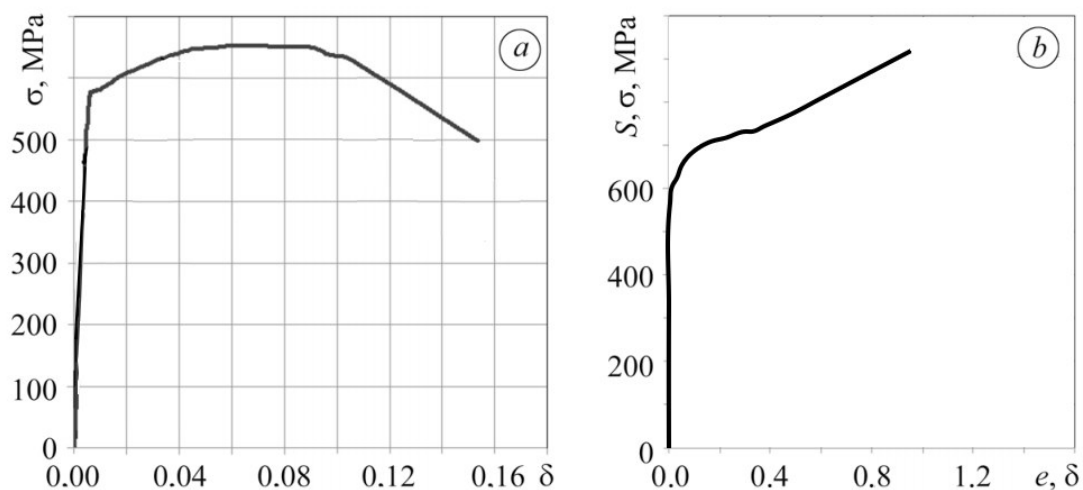


Рис. 2.26. Діаграми деформування суцільного вихідного арматурного стрижня А500С: а – інженерна крива, б – істина крива.

Результати випробування зміцненого шару, серцевини та суцільної робочої арматури балок 1-ї серії наведено в таблиці 2.1.

### Фізико-механічні властивості матеріалу арматури А500С

Матеріал	Границя текучості $\sigma_{0,2}$ , МПа	Границя міцності $\sigma_u$ , МПа	Опір розриву $S_k$ , МПа	Відносне видовження $\delta$ , %	Критична локальна деформація $\epsilon_k$	Мікротвердість HV, кгс\мм <sup>2</sup>
Зміцнений шар	650	760	1040	13,4	0.89	242
Серцевина	440	560	760	16,4	1.42	200
Суцільна арматура	570	650	920	15,3	0.95	–

#### 2.3.2.3 Дослідження фізико-механічних характеристик пошкодженої робочої арматури 1-ї серії та 3-ї серії, непошкодженої 2-ї серії

Випробування зразків сталі виконували на розривній машині СТМ-100 з керуванням за допомогою контролера Biss з одночасним записом діаграми розтягу.

Зразки арматури балок 1-ї серії (діаметром 20 мм) пошкоджували одиночним отвором 5.6 мм до площі арматури, що відповідає діаметру 16 мм та п'ятьма такими ж отворами.

Оскільки отвір максимально зменшує внутрішню серцевину, то основні зусилля розтягу сприймає термічно-зміцнений шар. Відповідно відсутня ділянка текучості.

Крім цього, дослідні балки 1-ї серії пошкоджували п'ятьма отворами 5.6 мм, що відповідно приводить площу перерізу 20 мм до площі перерізу 16 мм.

Зразки робочої арматури залізобетонних експериментальних балок 3-ї серії прийнято діаметром 22 мм. Арматуру зразків 3-ї серії пошкоджували отвором 8.4 мм, що відповідає площі перерізу арматури контрольних зразків 2-ї серії діаметром 16 мм.

В контрольних зразках балок 2-ї серії робоче армування з арматури діаметром 16 мм А500С. Площа всіх пошкоджених зразків зводилась до площі робочої арматури балок 2-ї серії.

Оскільки арматура цього ж класу А500С виготовляється термічним зміцненням та зразки не мали пошкоджень, на графіках помітно ділянку текучості та пластичності.

Загальні результати випробувань всіх стержнів арматури (крім суцільних діаметром 20 мм), які використовувались при дослідженні експериментальних балок наведені в таблиці 2.2.

Таблиця. 2.2

### Фізико-механічні властивості матеріалу арматури А500С

Матеріал	Границя текучості $\sigma_{0,2}$ , МПа	Границя Міцності та опір розриву $\sigma_u$ , МПа	Відносне видовження $\delta$ , %
Діаметр 20 мм (1 отвір 5.4 мм)	-	740	13.9
Діаметр 20 мм (5 отворів 5.4 мм)	-	690	12.7
Діаметр 22 мм (1 отвір 8.4 мм)	-	760	11.0
Діаметр 16 мм (суцільний контрольний стержень)	680	650	26.4

Встановлено межу міцності, яка опору пошкоджених стержнів арматури діаметром 20 та 22 мм. Всі зразки пошкоджували до площі поперечного перерізу контрольних зразків діаметром 16 мм, фізико-механічні характеристики яких також встановлено. Загальний вигляд випробуваних зразків наведено на рис. 2.31. За результатами випробувань встановлено, що фізико-механічні характеристики сталі арматурних стержнів із висверлиними отворами є вищі від характеристик арматурних стержнів без отворів. Це пояснюється тим, що після висверлювання отворів в більшій мірі зменшується площа серцевини із нижчими фізико-механічними властивостями і в меншій мірі термічно-зміцнений шар із вищими фізико-механічними характеристиками. В реальних залізобетонних конструкціях з корозійними пошкодженнями зменшується поперечний переріз арматурних стержнів за рахунок зовнішніх термічно-зміцнених шарів і залишаються внутрішні шари, які мають нижчі фізико-механічні характеристики в порівнянні із непошкодженими арматурними стержнями. Це необхідно враховувати при

визначенні несучої здатності залізобетонних балок із термічно-зміцненою арматурою.



Рис. 2.31. Загальний вигляд зразків арматури з отворами та контрольні суцільні, відібрані з експериментальних балок.



## 2.4. Висновки з розділу 2

1. Розроблено програму експериментальних досліджень, згідно якої було випробувано 16 дослідних зразків залізобетонних балок, з яких 4 контрольні зразки із непошкодженою арматурою, 2 зразки з пошкодженнями арматури без дії навантаження та 10 зразків балок з пошкодженням робочої арматури за дії навантаження різкої інтенсивності: 0,3; 0,5; 0,7 від рівня руйнівного навантаження балок без пошкоджень арматури.
2. Отримано фактичні значення кубикової та призмової міцності, початковий модуль пружності бетону і фізико-механічні характеристики арматури з записом реальних діаграм  $\sigma - \varepsilon$ .
3. Експериментальними випробовуваннями дослідних зразків арматури встановлено, що зовнішні термічно-зміцнені шари арматури мають вищі фізико-механічні властивості сталі в порівнянні із серцевиною, в якій відсутній ефект термічного зміцнення. Цей фактор необхідно враховувати при визначенні несучої здатності залізобетонних балок з корозійними пошкодженнями робочої арматури, адже при повному чи частковому знищенні термічно-зміцненого шару арматурних стержнів їх фізико-механічні характеристики значно зменшуються.

## РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

### 3.1. Міцність експериментальних балок

#### 3.1.1. Гіпотези та критерії вичерпання несучої здатності дослідних зразків

Напрямок дослідження експериментальних зразків спрямований на нормальні перерізи, таким чином, всі залізобетонні експериментальні зразки були запроектовані зі значним запасом міцності похилих перерізів.

Критеріями вичерпання несучої здатності керувались, згідно діючих норм ДСТУ Б В.2.6-156:2010 „Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування” [78].

Згідно [78] для непошкоджених та пошкоджених експериментальних залізобетонних балок приймалися наступні гіпотези:

1. розрахунковим перерізом приймався центральний переріз, в якому найбільші деформації;
2. деформації арматури робочої та конструктивної відповідають деформаціям цих самих ділянок бетону;
3. приймається гіпотеза плоских перетинів, що деформації розподіляються за лінійним законом по всій висоті зразків;
4. взаємозв'язок між напруженням та деформаціям в арматурі приймається у вигляді діаграм;

#### 3.1.2. Міцність експериментальних балок без пошкодження та з пошкодженням арматури без дії навантаження

За програмою досліджень було випробувано 6 зразків без початкового рівня навантаження перед пошкодженням. Серед них 2 контрольних непошкоджених зразки з одиночною робочою арматурою  $\varnothing 20$  мм КБ-1.1 та КБ-1.2; 2 зразки з робочою арматурою  $\varnothing 20$  мм з пошкодженням на 36% (відповідає площі діаметру 16 мм БП-1.3 та БП-1.4 та 2 зразки з одиночною робочою арматурою  $\varnothing 16$  мм КБ-2.13 та КБ-2.14, що відповідає пошкодженню робочої арматури

контрольних зразків на 36% (площа пошкодження діаметру 20мм на 36% відповідає діаметру 16мм).

Характер деформацій стиснутого бетону та розтягнутої робочої арматури непошкоджених контрольних зразків з робочою арматурою  $\varnothing 20$ мм КБ-1.1 та КБ-1.2 наведено на рис. 3.1. При цьому необхідно зауважити, що як на графіках рис. 3.1 та і на інших подано усередненні значення, як деформацій та і згинальних моментів балок-близнюків.

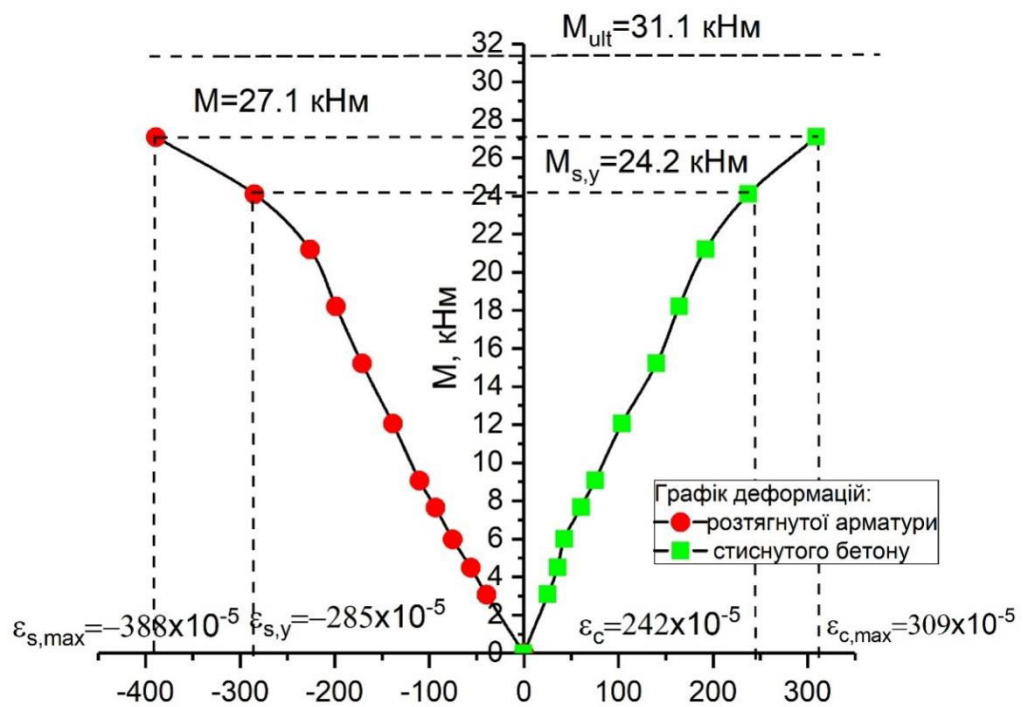


Рис. 3.1. Усереднений графіки деформацій розтягнутої арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) непошкоджених балок 1-ї серії КБ-1.1 та КБ-1.2

Як видно з рис 3.1, деформації розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри наростали плавно з однаковим приростом із збільшенням навантаження. При досягненні деформацій у розтягнутій арматурі початку межі текучості  $\sigma_y = f_y$  при навантаженні  $M_{s,y}=24.2$  кН×м вичерпується несуча здатність зразків за текучістю робочої арматури і спостерігається різкий приріст деформацій стиснутого бетону та арматури. Зафіксовано максимальні деформації у розтягнутій арматурі  $\epsilon_{s,max}=388 \cdot 10^{-5}$  та бетону найбільш стиснутої фібри  $\epsilon_{c,max}=309 \cdot 10^{-5}$  при згинальному моменті  $M=27.1$  кН×м. Після чого, при досягненні граничних

деформацій бетону настало крихке руйнування найбільш стиснутої фібри бетону (рис. 3.2) при навантаженні  $M_{ult}=31.1 \text{ кН}\times\text{м}$ .



Рис. 3.2. Крихке руйнування бетону найбільш стиснутої фібри зразка КБ-1.1

У зразках БП-1.3 та БП-1.4 з робочою арматурою діаметром 20мм без прикладання навантаження у робочій арматурі зразків виконували отвір діаметром 5.6 мм, що приводило площу перерізу до арматури діаметром 16 мм. Проте, отвір зменшує переріз в основному серцевини арматури, залишаючи при тому більшу площу перерізу термічно-зміцненого шару арматури. Це виявлено з результатами випробовування арматурних стержнів з отворами (рис. 2.28).

Відповідно відсутня чітко виражена ділянка текучості, що показують результати випробовування балок БП-1.3 та БП-1.4 (рис. 3.3). Спостерігається плавний приріст деформації розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри. Вичерпання несучої здатності відбулось при моменті  $M_{s,y}=24.2 \text{ кН}\times\text{м}$  за досягнення деформації розтягнутої арматури початку текучості  $\varepsilon_{s,y}=285 \cdot 10^{-5}$ . При цьому зафіксовано при моменті  $M=19 \text{ кН}\times\text{м}$  максимальні значення деформації бетону найбільш стиснутої фібри  $\varepsilon_{c,max}=195 \cdot 10^{-5}$  та розтягнутої арматури  $\varepsilon_{s,max}=329 \cdot 10^{-5}$ .

Після досягнення моменту  $M_{ult}=23.5 \text{ кН}\times\text{м}$  відбулося фізичне руйнування зразків, внаслідок розриву розтягнутої робочої арматури (рис. 3.3, рис. 3.4).

Слід зауважити, зміну характеру руйнування зразків, як наслідок пошкодження значно більшого відсотку незміцненого шару арматури та незначного пошкодження термічно-зміцненого шару арматури.

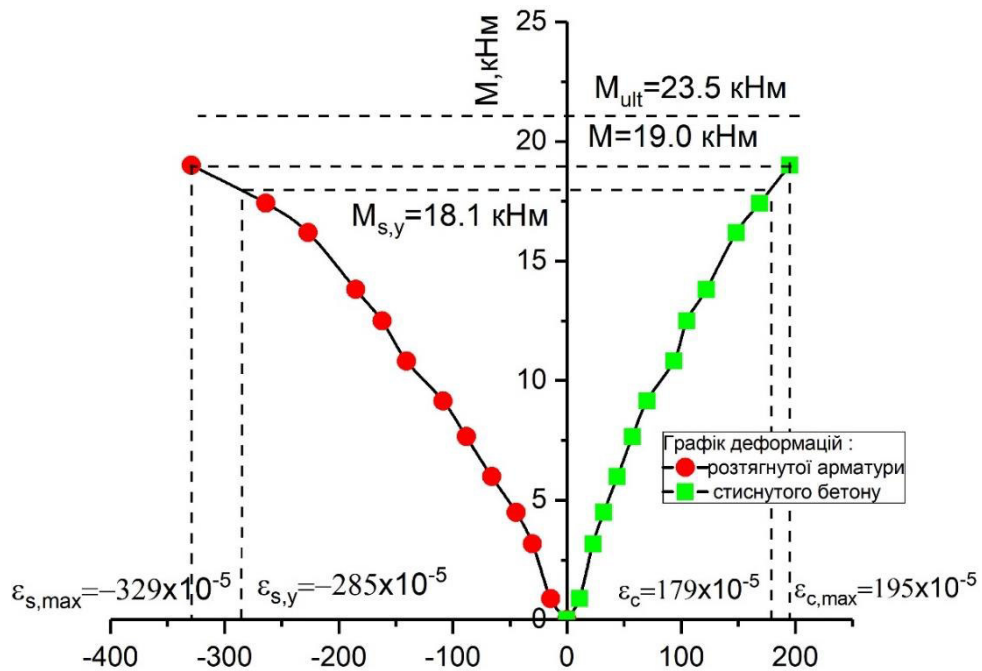


Рис. 3.3. Усереднений графіки деформацій розтягнутої арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) пошкоджених балок 1-ї серії БП-1.3 та БП-1.4

Крім цього, не відбулося руйнування стиснутої зони бетону та досягнення деформацій стиснутої крайньої фібри бетону граничних значень. Руйнування відбулось внаслідок розриву робочої арматури. Це можна пояснити тим, що пошкодження розтягнутої арматури має локальний характер в одному місці, що відповідає висверленому отвору. Підтвердженням цього служить, також, відсутність на графіках рис. 3.3 чітко вираженої ділянки текучості арматури.



Рис. 3.4. Руйнування зразка БП-1.3, внаслідок розриву робочої арматури

При випробуванні контрольних зразків 3-ї серії з робочою арматурою діаметром 16 мм спостерігається плавний приріст деформацій розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри (рис. 3.5). При навантаженні  $M_{s,y}=16.9$  кН×м досягаються деформації розтягнутої арматури, що відповідають початку текучості  $\epsilon_{s,y}=285 \cdot 10^{-5}$  і відповідно вичерпанню несучої здатності. Після досягнення цих деформацій спостерігається різкий приріст у деформаціях стиснутої та розтягнутої зони.

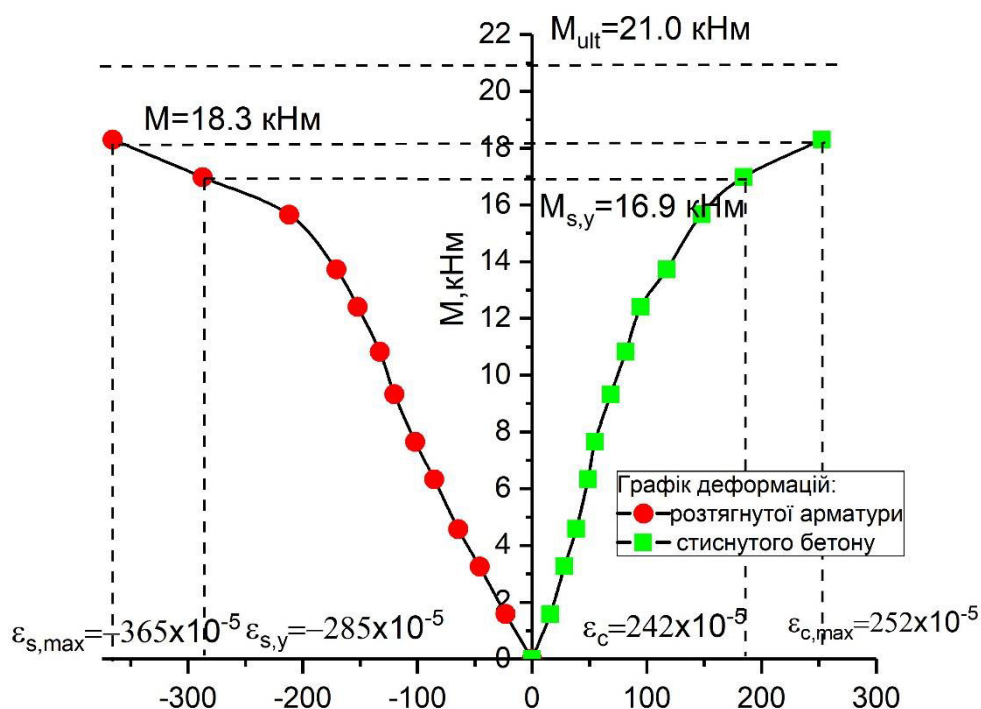


Рис. 3.5. Усереднений графіки деформацій розтягнутої арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) непошкодженої балок 3-ї серії КБ-2.13 та КБ-2.14

При навантаженні  $M=18.3$  кН×м зафіксовано максимальні деформації, перед зняттям приладів, у розтягнутій арматурі  $\epsilon_{s,max}=365 \cdot 10^{-5}$  та у бетоні найбільш стиснутої фібри  $\epsilon_{c,max}=252 \cdot 10^{-5}$ . Після чого зразок вичерпує несучу здатність при  $M_{ult}=21.0$  кН×м, внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону (рис. 3.6).

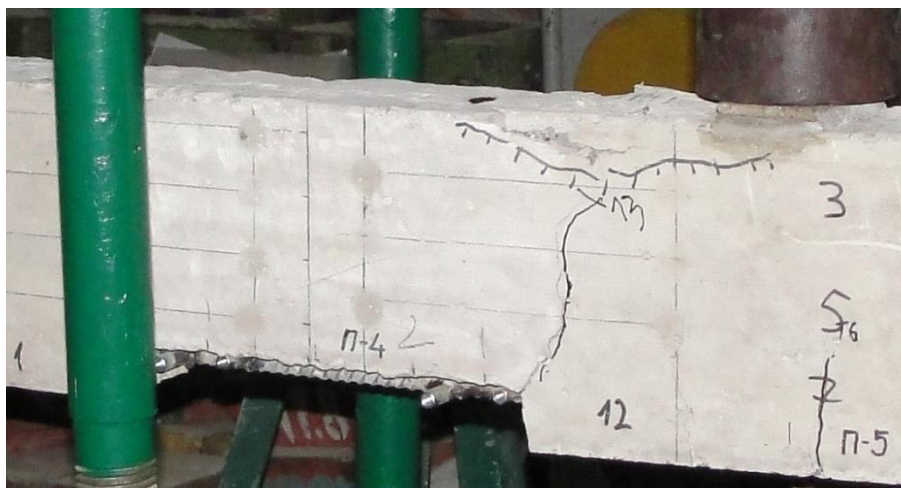


Рис. 3.6. Крижке руйнування бетону найбільш стиснутої фібри зразка КБ-2.13

Зведені результати випробування зразків без початкового рівня навантаження наведені в Таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

### Несуча здатність експериментальних зразків

Шифр зразка	Вичерпання несучої здатності, кН×м		Фізичне руйнування, кН×м		Відхилення несучої здатності, %		Відхилення фізичного руйнування, %	
	зразка	середнє	зразка	середнє	зразка	середнє	зразка	середнє
КБ-1.1	24,9	24,2	32,9	31,1	-	-	-	-
КБ-1.2	23,5		29,3		-		-	
БП-1.3	19	18,1	22,9	23,5	21,5	25,2	26,4	24,4
БП-1.4	17,2		24,1		28,9		22,5	
КБ-2.13	16,3	16,9	20	21,1	32,6	30,2	35,7	32,2
КБ-2.14	17,5		22,2		27,7		28,6	

Примітка: відхилення визначали відносно контрольних зразків КБ-1.1 та КБ-1.2

У зразках БП-1.3 та БП-1.4, КБ-2.13 та КБ-2.14 площа робочої арматури, як і всі інші параметри (міцність бетону, розташування каркасів тощо) однакові. Проте, згідно табл. 3.1, міцність зразків з пошкодженою арматурою діаметром 20 мм (БП-1.3 та БП-1.4) є більшою від міцності зразків з робочою арматурою діаметром 16 мм (КБ-2.13 та КБ-2.14). Це пояснюється тим, що у пошкоджених зразках основним робочим перерізом арматури залишається термічно-зміцнений зовнішній шар. Тому, відхилення несучої здатності у пошкоджених зразків в середньому складало 24%, а у непошкоджених з тою ж площею робочої арматури – 31%.

### **3.1.3. Міцність експериментальних балок з пошкодженням арматури при дії навантаження**

У 1-у серію згідно експериментальної програми досліджень увійшли залізобетонні балки з робочою арматурою діаметром 20 мм. Експериментальні зразки доводили до відповідного рівня навантаження ( $0.3, 0.5$  чи  $0.7M_u^{exp}$ ), після чого виконували пошкодження робочої арматури зразків. Робочу арматуру пошкоджували на 36%, що відповідає площі арматури діаметром 16мм.

Загалом пошкоджених при дії навантаження було випробувано 8 залізобетонних балок 1-ї серії.

Зразки БП-1.5-0.3 та БП-1.5-0.3 перед пошкодженням доводили до рівня навантаження 30% від значення згинального моменту, що відповідає несучій здатності непошкоджених контрольних зразків КБ-1.1 та КБ-1.2. Після цього виконували пошкодження у вигляді отворів з поступовим збільшенням діаметру 0.0, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5 та 5.6 мм. Після виконання кожного отвору робили витримку 10 хв та 5 хв тривало зняття показів всіх приладів. Отвори виконували при згинальному моменті  $M=9.9$  кН×м (30% від несучої здатності контрольних непошкоджених зразків).

З графіків деформацій розтягнутої робочої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри (Рис. 3.6) спостерігається плавний приріст деформацій із збільшенням навантаження до рівня  $M=9.9$  кН×м. За навантаження ( $M=9.9$  кН×м), при якому виконували пошкодження, спостерігається поступовий приріст деформацій без збільшення навантаження. Причиною цього є зменшення площі перерізу розтягнутої арматури за рахунок висверлювання отворів. Після пошкодження робочої арматури зразків до площі перерізу, що відповідає робочій арматурі діаметру 16 мм (36% пошкодження робочої арматури діаметром 20 мм) спостерігається характерний приріст деформацій. При згинальному моменті  $M_{s,y}=21$  кН×м деформації розтягнутої робочої арматури досягли початку текучості та досягнуто вичерпання несучої здатності зразків за текучістю робочої арматури.

Максимальні деформації, перед зняттям приладів, зафіксовані при згинальному моменті  $M=22.4$  кН×м. Максимальні деформації у робочій



розтягнутій арматурі складали  $\varepsilon_{s,max}=311 \cdot 10^{-5}$ , а у бетоні найбільш стиснутої фібри  $\varepsilon_{c,max}=269 \cdot 10^{-5}$ .

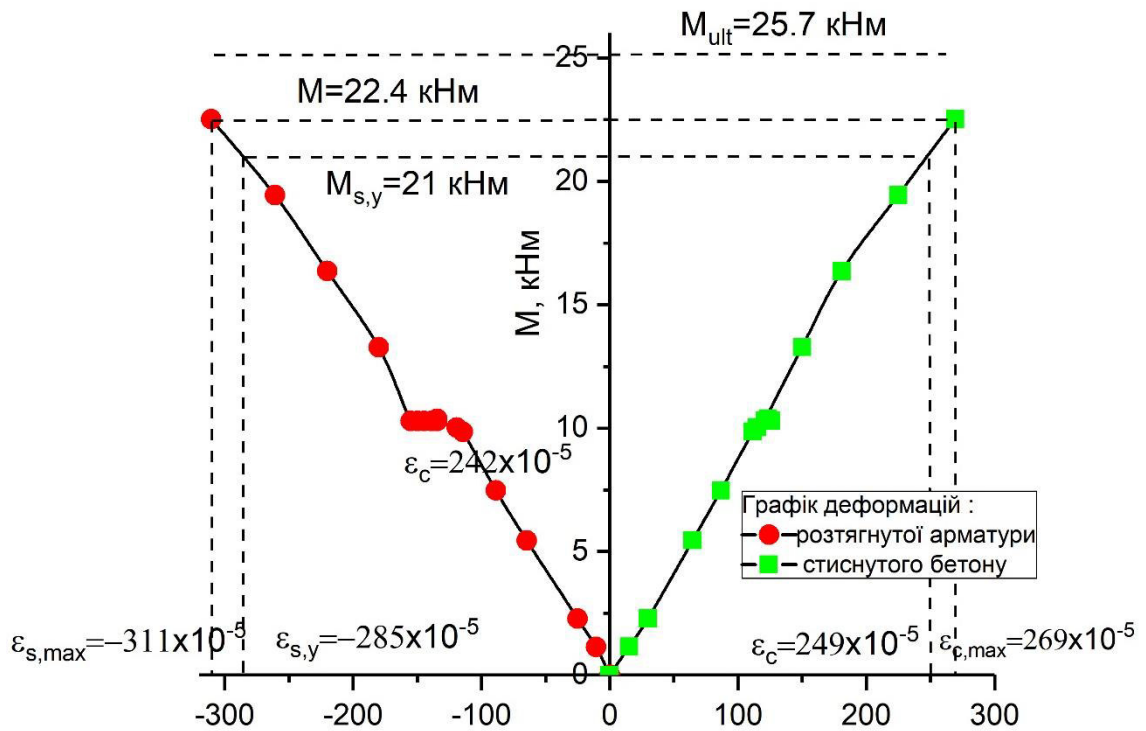


Рис. 3.6. Усереднені графіки деформацій розтягнутої арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) непошкодженої балок 1-ї серії БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3

При згинальному моменті  $M=25.7$  кН $\times$ м відбувається фізичне руйнування, внаслідок розриву робочої арматури (рис. 3.7) без розроблення бетону стиснутої зони.



Рис. 3.7. Руйнування зразка БП-1.6-0.3, внаслідок розриву робочої арматури

Зразки БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5 пошкоджували аналогічно, проте при рівні навантаження 50% від несучої здатності контрольних непошкоджених зразків.

Згинальний момент, при якому виконували пошкодження відповідав  $M=16.3$  кН×м. Так само, як і у зразках при рівнях навантаження  $0.3 M_u^{exp}$ , деформації робочої розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри збільшувалися плавно та мали лінійний характер.

Під час поетапного пошкодження робочої арматури сверління із збільшенням їх діаметрів при згинальному моменті  $M=16.3$  кН×м деформації зростали при сталому рівні навантаження. При збільшенні навантаження  $M=16.3$  кН×м в балках та із зменшеною робочою площею арматури внаслідок пошкодження, спостерігається інтенсивніший приріст деформацій. Деформації арматури досягли початку межі текучості та, відповідно, зразки досягли вичерпання несучої здатності за текучістю арматури при  $M_{s,y}=21.5$  кН×м. Максимальні деформації зафіксували при навантаженні  $M=22.5$  кН×м, які для розтягнутої робочої арматури склали  $\varepsilon_{s,max}=316 \cdot 10^{-5}$ . Найбільші деформації для бетону найбільш стиснутої фібри склали  $\varepsilon_{c,max}=234 \cdot 10^{-5}$ .

При досягненні згинального моменту  $M=25.5$  кН×м відбулось фізичне руйнування відбулося, внаслідок розриву робочої арматури (рис. 3.9).

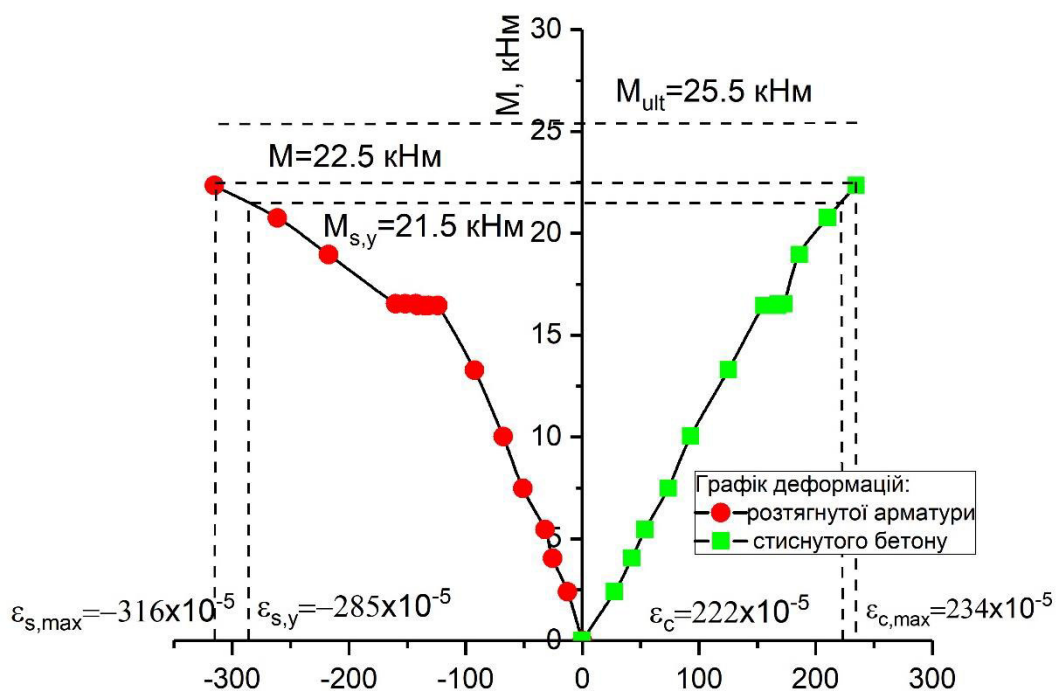


Рис. 3.8. Усереднений графіки деформацій розтягнутої арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) непошкодженої балок 1-ї серії БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5



Рис. 3.9. Руйнування зразка БП-1.7-0.5, внаслідок розриву робочої арматури

Особливість дослідження зразків БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\* полягає в тому, що зразки пошкоджували при рівні навантаження 50% від несучої здатності непошкоджених зразків не одним отвором, а п'ятьма. Отвори виконували так само в робочій арматурі діаметром 20 мм в зоні „чистого згину” (посередині відносно довжини із поетапним поступовим збільшенням діаметру всіх отворів до 5.6 мм). Такий спосіб пошкодження дав змогу оцінити вплив кількості пошкоджень на несучу здатність цих зразків.

Аналогічно до пошкодження робочої арматури деформації бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої арматури спостерігається рівномірний приріст лінійного характеру (рис. 3.10). При згинальному моменті  $M=16.3$  кН×м виконували пошкодження розтягнутої робочої арматури. Під час пошкодження відбувається приріст деформації робочої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри при сталому рівні навантаження. Після зменшення перерізу арматури на 36% (зменшення площі поперечного перерізу відповідно до робочої арматури діаметром 16 мм) спостерігається, аналогічно, лінійний приріст деформацій. При досягненні деформацій арматури початку межі текучості при згинальному моменті  $M_{s,y}=18.4$  кН×м відбулось вичерпання несучої здатності зразків внаслідок текучості робочої арматури.

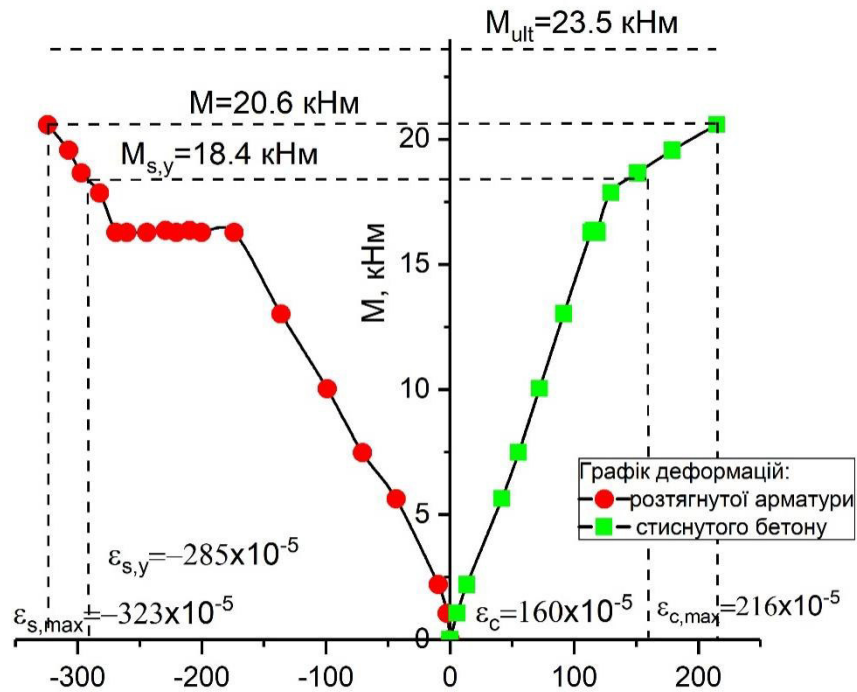


Рис. 3.10. Усереднений графіки деформацій розтягнутої арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) непошкодженої балок 1-ї серії  
БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\*

Перед зняттям приладів, зафіксовано максимальні деформації робочої арматури  $\epsilon_{s,max} = 323 \cdot 10^{-5}$ , а бетону найбільш стиснутої фібри –  $\epsilon_{c,max} = 216 \cdot 10^{-5}$ . Фізичне руйнування зразків відбулось внаслідок розриву робочої арматури (рис. 3.11) при згинальному моменті  $M = 23.5$  кН×м.



Рис. 3.11. Руйнування зразка БП-1.9-0.5\*, внаслідок розриву робочої арматури

Зразки БП-1.11-0.7 та БП-1.12-0.7 перед пошкодженням доводили до рівня навантаження 70% від несучої здатності непошкоджених контрольних зразків з тим же діаметром робочої арматури. Перед пошкодженням характер деформацій стиснутого бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої арматури має лінійний, плавний приріст (рис. 3.12).

При навантаженні  $M=23.3\text{кН}\times\text{м}$  (70% від несучої здатності непошкоджених контрольних зразків) виконували пошкодження робочої арматури шляхом висверлювання отворів із поетапним поступовим збільшенням їх діаметрів до 5,6мм на 36 % (площа поперечного перерізу діаметру 20 мм після пошкодження відповідає площі арматури діаметром 16 мм).

Під час пошкодження робочої арматури, аналогічно спостерігається приріст деформацій найбільш стиснутого бетону та розтягнутої робочої арматури при сталому навантаженні. Внаслідок пошкодження робочої арматури та зменшення її площі поперечного перерізу відбувався приріст деформації та досягнення деформацій, які відповідають початку текучості та відповідно вичерпання несучої здатності при  $M_{s,y}=23.3\text{кН}\times\text{м}$ .

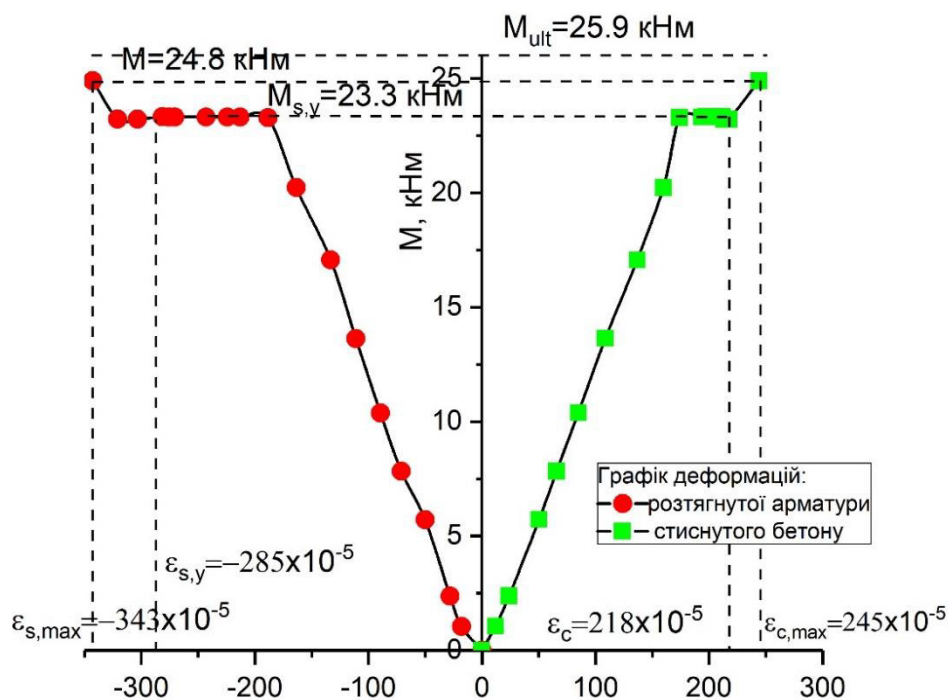


Рис. 3.12. Усереднений графіки деформацій розтягнутої арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) непошкодженої балок 1-ї серії БП-1.11-0.7 та БП-1.12-0.7

При навантаженні  $M=24.8$  кН×м зафіксовано максимальні деформації перед зняттям приладів. Максимальні деформації для розтягнутої робочої арматури зафіксовано  $\varepsilon_{s,max}=343 \cdot 10^{-5}$ , а бетону найбільш стиснутої фібри –  $\varepsilon_{c,max}=245 \cdot 10^{-5}$ .

Після приросту навантаження до  $M=25.9$  кН×м відбулось фізичне руйнування зразків, внаслідок розриву робочої арматури (рис. 3.13).



Рис. 3.13. Руйнування зразка БП-1.11-0.7, внаслідок розриву робочої арматури

Особливістю випробування зразків 3-ої серії БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5 полягає в тому, що робоча арматура влаштована діаметром 22 мм. Перед пошкодження зразки навантажували до 50% від несучої здатності непошкоджених контрольних зразків з робочою арматурою діаметром 20 мм. Аналогічно, пошкодження виконані у вигляді отвору з поступовим сверлінням: 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5, 6.0, 6.5, 7.0, 7.5, 8.0, 8.4 мм діаметрам сверл. В результаті робоча арматура діаметром 22 мм була пошкоджена на 51% і відповідала площі поперечного перерізу арматури діаметром 16 мм.

Перед пошкодженням робочої арматури, аналогічно, спостерігається плавний приріст деформацій бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої арматури (рис. 3.14). При згинальному моменті  $M=16.3$  кН×м виконували пошкодження робочої арматури. Спостерігається приріст деформацій бетону та арматури при сталому рівні навантаження.

Після виконаного пошкодження, поступовим навантаженням зразки доводили до вичерпання несучої здатності, при тому спостерігається лінійний приріст деформацій. Вичерпання несучої здатності відбулось при згинальному

моменті  $M_{s,y}=21.8 \text{ кН}\times\text{м}$ , що відповідає досягнення деформацій робочої арматури початку межі текучості.

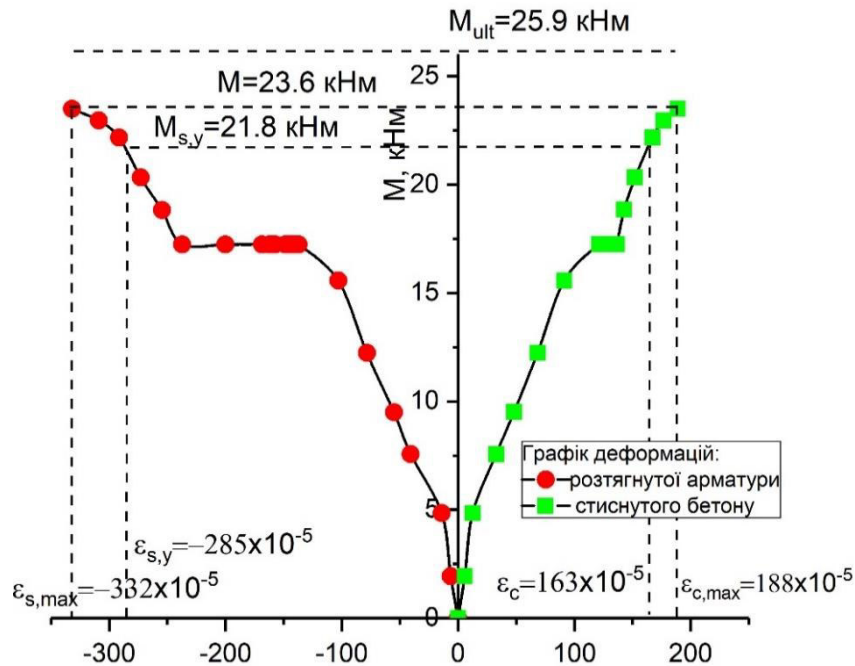


Рис. 3.14. Усереднений графіки деформацій розтягнутої арматури (зліва) та стиснутого бетону (справа) непошкодженої балок 1-ї серії БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5

При навантаженні  $M=23.6 \text{ кН}\times\text{м}$  зафіксовано максимальні значення деформацій, які склали для розтягнутої робочої арматури  $\epsilon_{s,max}=332 \cdot 10^{-5}$ , а бетону найбільш стиснутої фібри —  $\epsilon_{c,max}=188 \cdot 10^{-5}$ .

Фізичне руйнування зразків зафіксовано при моменті  $M=25.9 \text{ кН}\times\text{м}$ , внаслідок розриву робочої арматури (рис. 3.15).



Рис. 3.15. Руйнування зразка БП-3.16-0.5, внаслідок розриву робочої арматури

Зведені результати випробування зразків пошкоджених при початковому рівні навантаження наведені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2

### Міцність експериментальних зразків пошкоджених при рівні навантаження

Шифр зразка	Вичерпання несучої здатності, кН×м		Фізичне руйнування, кН×м		Відхилення несучої здатності відносно КБ-1		Відхилення фізичного руйнування відносно КБ-1	
	зразка	середнє	зразка	середнє	зразка	середнє	зразка	середнє
КБ-1.1	24,9	24,2	32,9	31,1	-	-	-	-
КБ-1.2	23,5		29,3		-		-	
КБ-2.13	16,3	16,9	20	21,1	32,6	30,2	35,7	32,2
КБ-2.14	17,5		22,2		27,7		28,6	
БП-1.5-0.3	19,9	21	24,3	25,7	17,8	13,2	21,9	17,4
БП-1.6-0.3	22,1		27,1		8,7		12,9	
БП-1.7-0.5	23,3	21,5	26,9	25,5	3,7	11,2	13,5	18,0
БП-1.8-0.5	19,7		24,1		18,6		22,5	
БП-1.9-0.5*	17,5	18,4	21,9	23,5	27,7	24,0	29,6	24,4
БП-1.10-0.5*	19,3		25,1		20,2		19,3	
БП-1.11-0.7	23,9	23,3	26,6	25,9	1,2	3,7	14,5	16,7
БП-1.12-0.7	22,7		25,2		6,2		19,0	
БП-3.15-0.5	23,9	21,8	27,1	25,9	1,2	9,9	12,9	16,7
БП-3.16-0.5	19,7		24,7		18,6		20,6	

Примітка: відхилення визначали відносно контрольних зразків КБ-1.1 та КБ-1.2

Як видно з результатів випробування (табл. 3.2), суттєво меншу несучу здатність зразків КБ-2.13 та КБ-2.14 з робочою арматурою діаметром 16 мм в порівнянні з балками армованими діаметром 20 мм, відхилення складає 30.2%. У зразках, пошкоджених при рівнях навантаження, несуча здатність приблизно однакова в межах 3.7...13.2%. Більша несуча здатність пошкоджених зразків при рівнях навантаження з пошкодженою арматурою діаметром 20 мм (площа пошкодженої відповідає площі діаметру 16 мм) у порівнянні з зразками з робочою



арматурою діаметром 16 мм пояснюється наявністю термічно-зміцненого шару. Тобто, під час пошкодження отвором значно зменшується площа перерізу серцевини (незміцненого перерізу арматури) та незначно зменшується зовнішній термічно-зміцнений шар, що і пояснює вищі результати несучої здатності. Кількість отворів також впливає на несучу здатність таких зразків. Таким чином, зразки БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\* мали більшу кількість отворів (5 отворів у порівнянні з рештою зразками, які мають 1 отвір), що зменшило несучу здатність і, відповідно, збільшило відхилення відносно контрольних непошкоджених зразків з робочою арматурою 20 мм до 24.0%.

### 3.2. Деформативність експериментальних балок

Для вимірювання прогину балок було використано 5 прогиномірів Аістова та 2 індикатори годинникового типу. Крайні відступи в місцях встановлення індикаторів годинникового типу прийняті по 100 мм від краю зразка над опорами балок, а решта рівномірно з кроком 317 мм вдовж осі балки.

Згідно ДСТУ Б В.1.2-3:2006 „Прогини та переміщення”, граничний прогин залізобетонних балок покриттів та перекриттів, відкритих для огляду, при прольоті 1900 мм (проліт експериментальних залізобетонних балок) складає  $l/133.5$  (для балок  $l = 1\text{м} - \frac{1}{120}l$ , для  $l = 3\text{м} - \frac{1}{150}l$  або  $l = 3\text{м} - \frac{l}{150}$ , за інтерполяцією для балок  $l = 190\text{см} - \frac{1}{133.5}l$ ) тобто граничний прогин для даних експериментальних зразків 14.2 мм.

#### 3.2.1. Деформативність експериментальних балок без пошкодження та з пошкодженням арматури без дії навантаження

Для контрольних зразків КБ-1.1 та КБ-1.2 на кожному етапі навантаження фіксувались переміщення у контрольних точках по довжині зразка (рис. 3.16) та прогин центрального перерізу, в якому віднімалось переміщення опор (рис. 3.16, 3.17).

Згідно результатів випробування для зразків БП-1.3 та БП-1.4 (рис. 3.16 та рис. 3.17) помітно плавний лінійний приріст прогину зразків до навантаження  $M=5$

кН×м. Після цього навантаження приросту прогинів зростає. Це пояснюється появою та розвитком тріщин в розтягнутій зоні балок, які зменшили їх жорсткість, а відповідно зростає величина прогинів. При моменті  $M=18.1$  кН×м досягнуто граничний прогин зразків 14.2. мм.

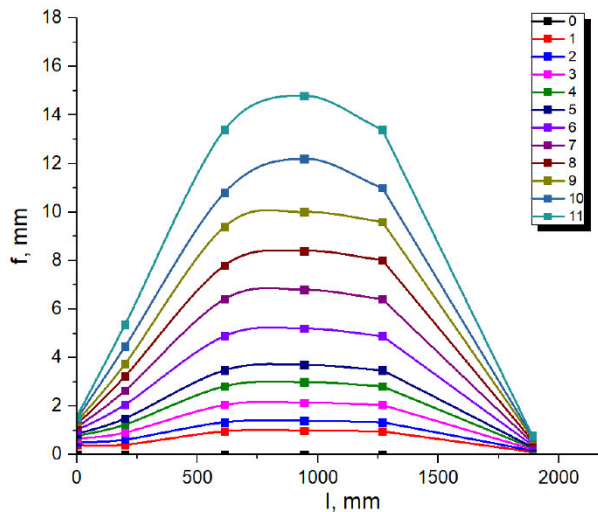


Рис. 3.16. Усреднені графіки залежності прогину балок КБ-1.1 та КБ-1.2 в залежності від навантаження

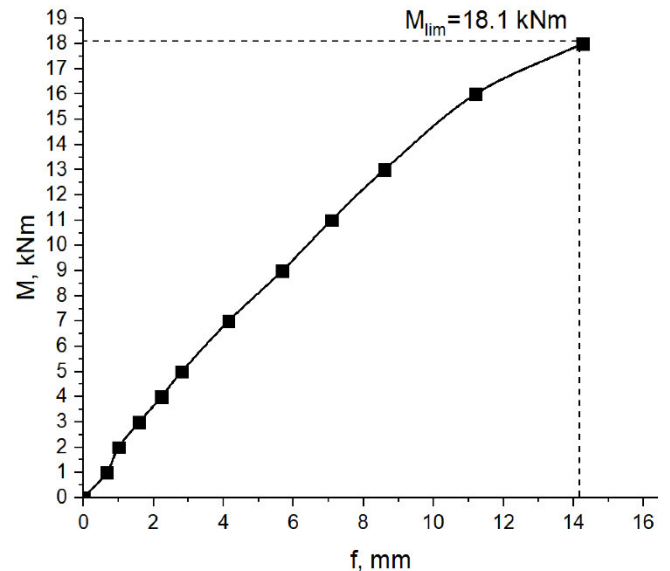


Рис. 3.17. Усреднені графіки прогину центрального прогину балок КБ-1.1 та КБ-1.2

У зразках БП-1.3 та БП-1.4, у яких без дії навантаження робоча арматура діаметром 20 мм була пошкоджена до площі поперечного перерізу діаметра 16 мм, спостерігається аналогічно лінійний приріст прогину (рис. 3.18, 3.19). Проте приріст прогину відносно навантаження є меншим від контрольних зразків КБ-1.1 та КБ-1.2. Це пояснюється більшою жорсткістю цих балок з робочою арматурою  $\varnothing 20$  по відношенню до балок з  $\varnothing 16$ . В залізобетонних балках з робочою арматурою виконано лише один локальний отвір, який зменшив її площу до площі  $\varnothing 16$ , однак крім цього місця по всій довжині балки арматури зменшилася  $\varnothing 20$  з відповідно більшою жорсткістю в порівнянні з  $\varnothing 16$ .

Граничний прогин у даних зразках досягнуто при моменті  $M=16.9$  кН×м.

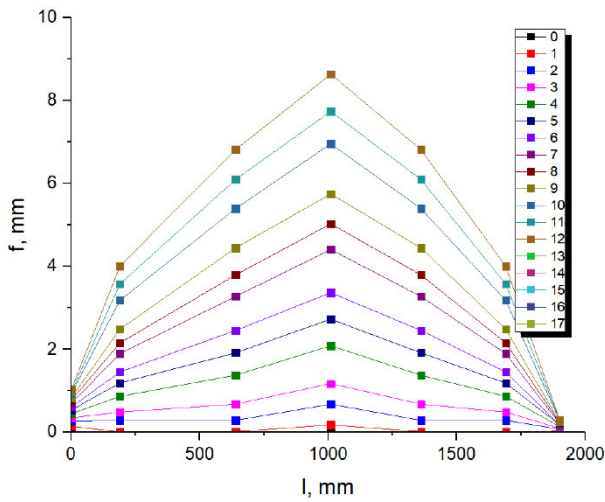


Рис. 3.18. Усереднені графіки залежності прогину балок БП-1.3 та БП-1.4 в залежності від довжини і навантаження

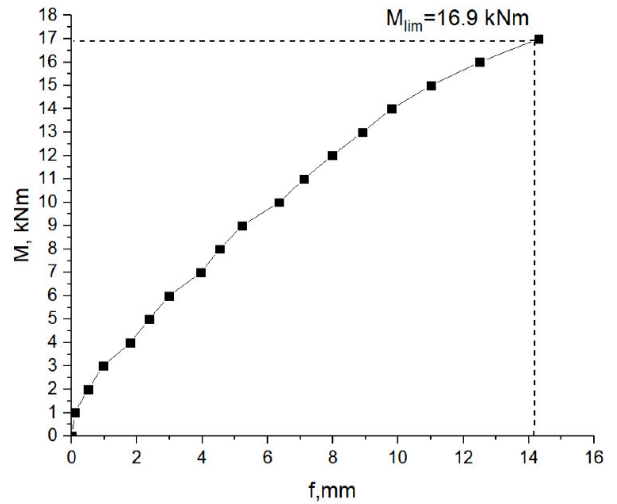


Рис. 3.19. Усереднені графіки прогину центрального прогиноміра балок БП-1.3 та БП-1.4

У зразках КБ-2.13 та КБ-2.14, згідно програми досліджень, робоча арматура діаметром 16 мм при випробуванні зразки не пошкоджувались.

Згідно результатів випробування за переміщеннями для зразків КБ-2.13 та КБ-2.14 (рис. 3.20 та 3.21) помітно плавний приріст прогинів із збільшенням навантаження. Граничні прогини досягнуто при моменті  $M=14.8 \text{ kN}\times\text{м}$ .

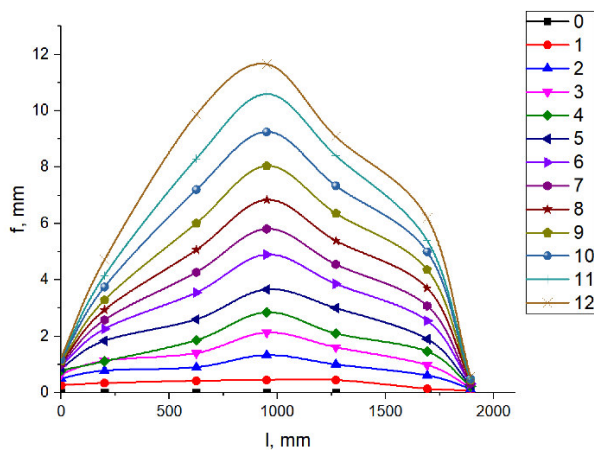


Рис. 3.20. Усереднені графіки залежності прогину балок КБ-2.13 та КБ-2.14 в залежності від довжини і навантаження

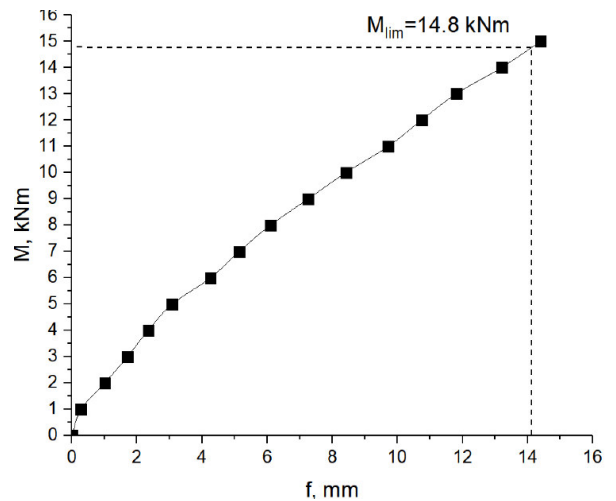


Рис. 3.21. Усереднені графіки прогину центрального прогиноміра балок КБ-2.13 та КБ-2.14

Загальні результати деформативності залізобетонних балок без пошкодження та з пошкодженням арматури без дії навантаження зведено в таблицю 3.3.

Таблиця 3.3

### Деформативність експериментальних зразків

Шифр зразка	Згинальний момент при граничному прогині, кН×м		Відхилення, відносно КБ-1	
	зразка	середнє	зразка	середнє
КБ-1.1	19,3	18,1	-	-
КБ-1.2	16,9		-	
БП-1.3	16,2	16,9	10,5	6,6
БП-1.4	17,6		2,8	
КБ-2.13	13,7	14,8	24,3	18,2
КБ-2.14	15,9		12,2	

Отже, згідно результатів випробування експериментальних балок без пошкодження та з пошкодженням арматури без дії навантаження (таблиця 3.3) помітно, що згинальний момент при граничному прогині має незначне зменшення для зразків пошкоджених без дії певного рівня навантаження у порівнянні з контрольними пошкодженими зразками і складає 6.6%. Більшим є відхилення згинального моменту при граничному прогині для зразків з робочою арматурою 16 мм, який складає 18.6%.

### 3.2.2. Деформативність експериментальних балок з пошкодженням арматури при дії навантаження

Зразки БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3 навантажували до 30% від несучої здатності непошкоджених контрольних зразків КБ-1.1 та КБ-1.2. Наступним етапом було пошкодження у вигляді поетапного сверління отворів у робочій арматурі діаметром 20 мм до тих пір, поки пошкодження досягли 36%, що відповідає площі поперечного перерізу робочої арматури діаметром 16 мм. З результатів випробування (рис. 3.22, 3.33) помітно, що під час виконання пошкодження приріст прогину зменшується. Це пояснюється тим, що шляхом висверлювання отвору ослаблюється лише один переріз балки і відповідно зменшується його жорсткість.

Жорсткість по довжині балки залишається незмінною, в зв'язку з чим і наростання прогинів не має прогресуючого характеру.

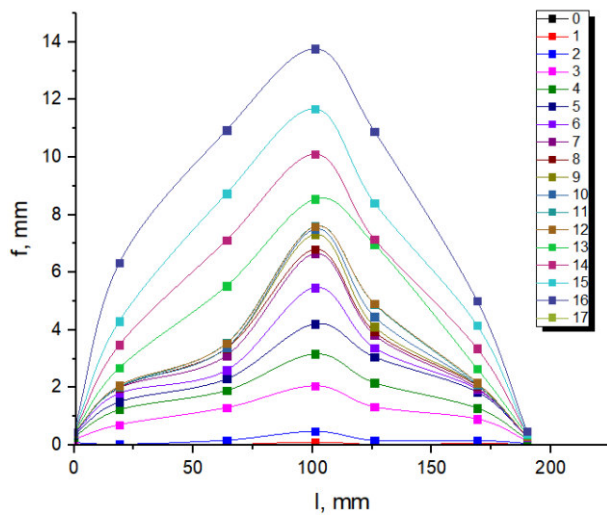


Рис. 3.22. Усереднені графіки залежності прогину балок БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3 в залежності від довжини і навантаження

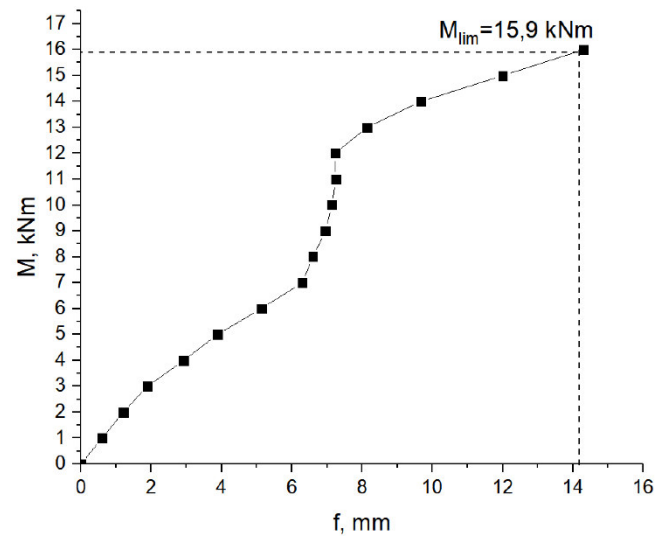


Рис. 3.23. Усереднені графіки прогину центрального прогину балок БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3

Після завершення пошкодження зразки довантажували до руйнування. Помітно, що характер прогину після пошкодження міняється. Дещо збільшується приріст прогину, що пояснюється появою пластичних деформацій бетону та арматури та частково зменшенням площі робочої арматури – це відповідно впливає на зменшення жорсткості перерізів та збільшення прогинів.

При згинальному моменті  $M=15.9$  кН $\times$ м досягнуто граничний прогин для експериментальних зразків.

Зразки БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5 випробовували аналогічно, тільки попередній рівень навантаження перед пошкодженням складав 50% від несучої здатності непошкоджених контрольних зразків КБ-1.1 та КБ-1.2. Усереднені графіки прогинів в залежності від навантаження по довжині зразків подано на рис. 3.24. Після кореляції прогинів центрального перерізу зразка (врахування підняття опор) побудовано усереднений графік прогину в залежності від навантаження (рис. 3.25).

До моменту пошкодження спостерігається плавний приріст прогинів лінійного характеру і під час пошкодження прогини змінювались незначно.

При досягненні моменту  $M=18.6$  кН×м для зразків БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5 досягнуто граничний прогин, який складає для даних експериментальних зразків 14.2 мм.

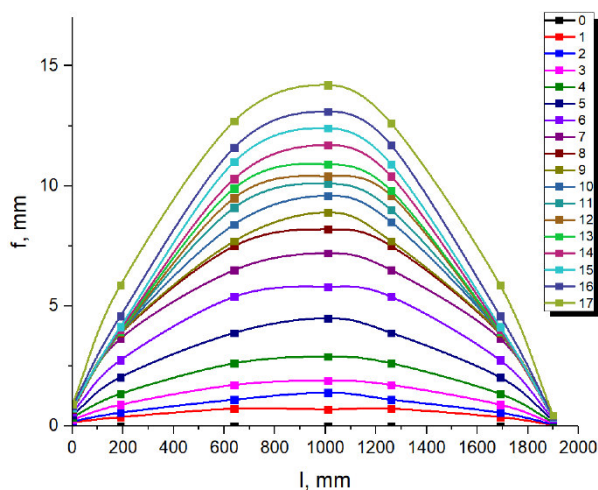


Рис. 3.24. Усереднені графіки залежності прогину балок БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5 в залежності від довжини і навантаження

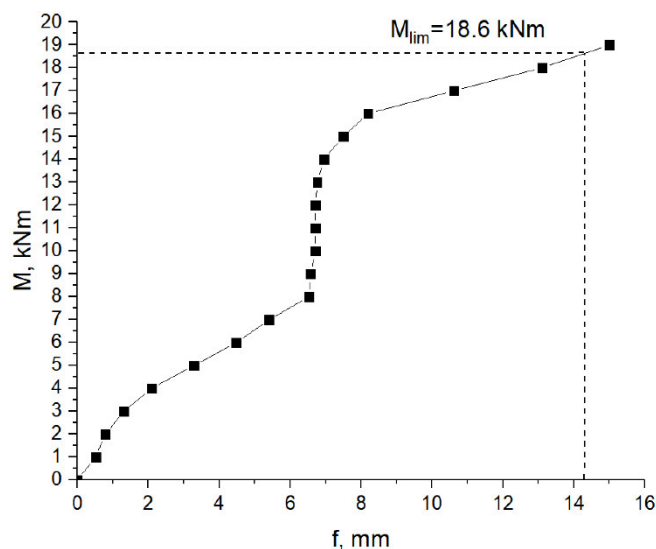


Рис. 3.25. Усереднені графіки прогину центрального прогиноміра балок БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5

У зразках БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\* пошкодження виконували при аналогічному рівні навантаження, проте було виконано замість одного – п'ять отворів вздовж робочої арматури (рис. 3.26, 3.27).

Аналогічно, під час рівномірного пошкодження зі збільшенням отвору у робочій арматурі прогини майже не змінювались. При згинальному моменті  $M=13.4$  кН×м досягнуто граничні прогини, що на 4.4 кН×м менше від зразків з одиночним отвором БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5.

Це пояснюється тим, що ослаблення перерізів, а відповідно і зменшення їх жорсткості, пройшло не в одному місці, а на ділянці вздовж робочої арматури з 5-ма отворами.

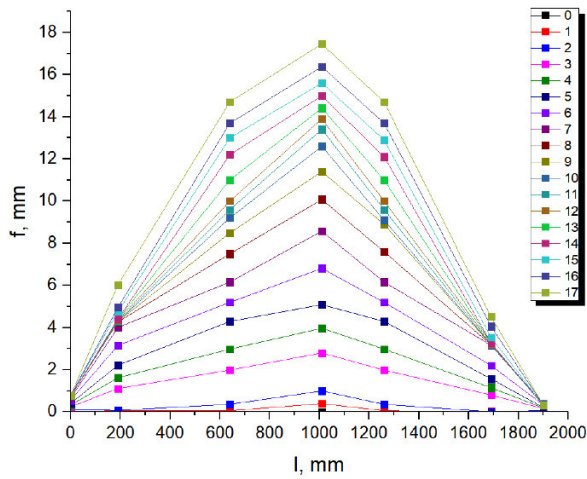


Рис. 3.26. Усреднені графіки залежності прогину балок БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\* в залежності від довжини і навантаження

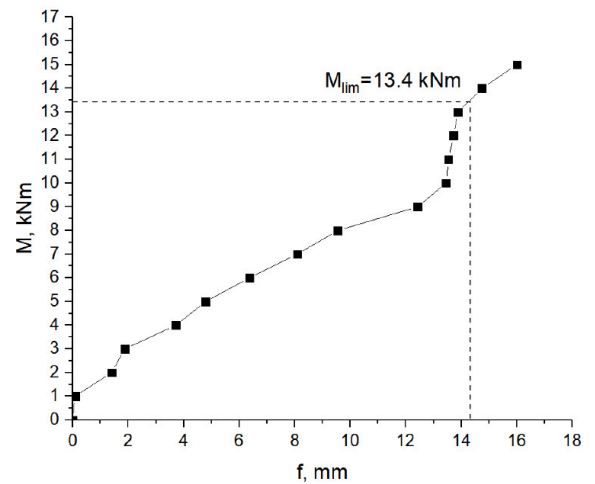


Рис. 3.27. Усреднені графіки прогину центрального прогиноміра балок БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\*

Зразки БП-1.11-0.7 та БП-1.12-0.7, згідно програми досліджень, перед пошкодженням навантажували до 70% від несучої здатності непошкоджених контроль зразків КБ-1.1 та КБ-1.2. До пошкодження спостерігається лінійний приріст прогину (рис. 3.28, 3.29). Під час пошкодження спостерігається незначний приріст прогину.

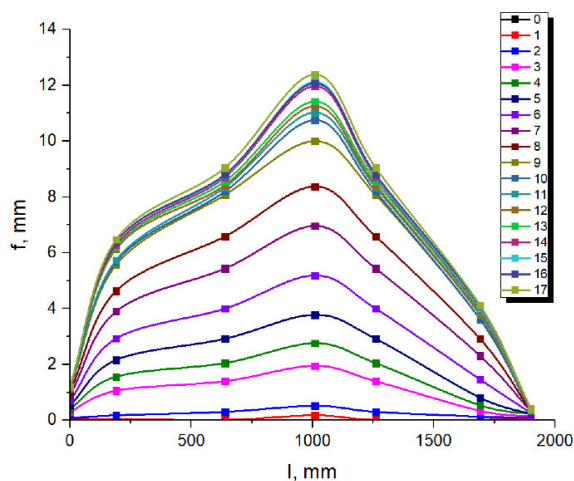


Рис. 3.28. Усреднені графіки залежності прогину балок БП-1.11-0.7 та БП-1.12-0.7 в залежності від довжини і навантаження

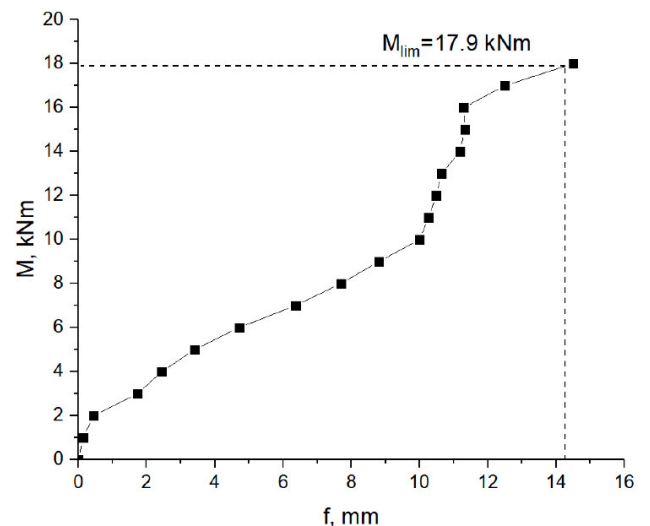


Рис. 3.29. Усреднені графіки прогину центрального прогиноміра балок БП-1.11-0.7 та БП-1.12-0.7

Після пошкодження прогини приростають аналогічно як до пошкодження. При досягненні моменту  $M=17.9$  кН×м значення прогину досягають граничних значень, а саме 14.2 мм.

Результати випробовування зразків БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5 наведено на рис. 3.30, 3.31.

Зразки БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5 належать до 3-ї серії, в яких робоча арматура діаметром 22 мм, при навантаженні 50% від несучої здатності непошкоджених зразків, пошкоджувалась на 51%, що відповідає площі поперечного перерізу робочої арматури діаметром 16 мм. Спостерігається лінійний приріст прогину до пошкодження (рис. 3.30, 3.31). При пошкодженні прогин практично не приростає. При навантаженні  $M=23$  кН×м досягнуто граничний прогин у даних зразках.

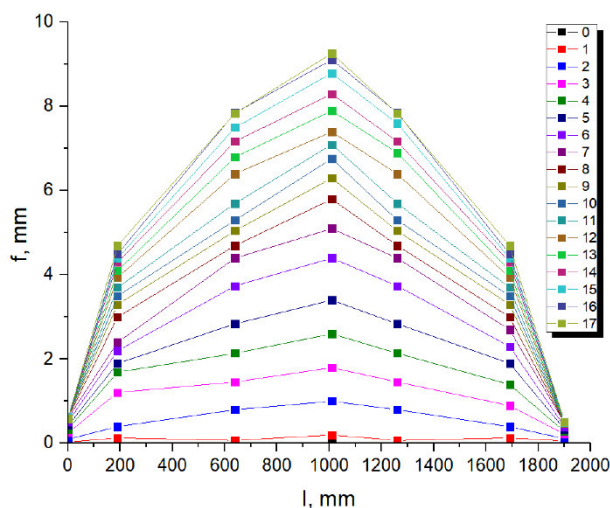


Рис. 3.30. Усереднені графіки залежності прогину балок БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5 в залежності від довжини і навантаження

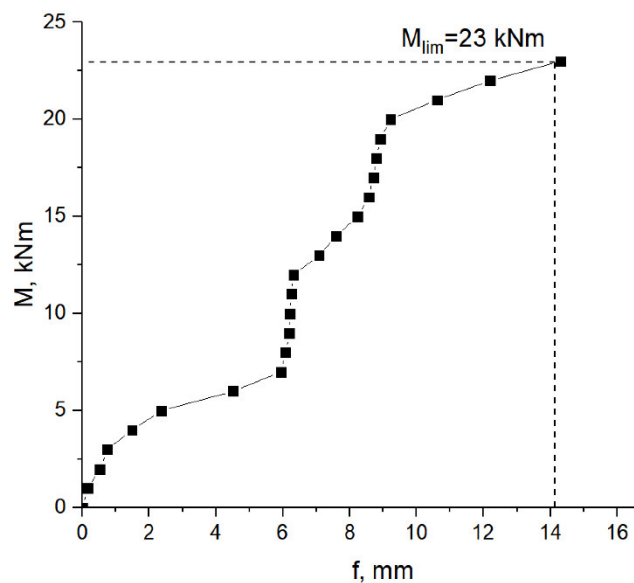


Рис. 3.31. Усереднені графіки прогину центрального прогину балок БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5

Загальні результати деформативності залізобетонних балок зведено в таблицю 3.4.



**Деформативність експериментальних зразків пошкоджених при рівні навантаження**

Шифр зразка	Згинальний момент при граничному прогині, кН×м		Відхилення, відносно КБ-1	
	зразка	середнє	зразка	середнє
КБ-1.1	19,3	18,1	-	-
КБ-1.2	16,9		-	
КБ-2.13	13,7	14,8	24,3	18,2
КБ-2.14	15,9		12,2	
БП-1.5-0.3	14,8	15,9	18,2	12,2
БП-1.6-0.3	17		6,1	
БП-1.7-0.5	19,8	18,6	-9,4	-2,8
БП-1.8-0.5	17,4		3,9	
БП-1.9-0.5*	11,7	13,4	35,4	26,0
БП-1.10-0.5*	15,1		16,6	
БП-1.11-0.7	18,3	17,9	-1,1	1,1
БП-1.12-0.7	17,5		3,3	
БП-3.15-0.5	24,9	23	-37,6	-27,1
БП-3.16-0.5	21,1		-16,6	

Згідно результату деформативності зразків, пошкоджених при рівні навантаження (таблиця 3.4), помітно, для більшості зразків відхилення згинального моменту, при якому був досягнутий граничний прогин, відносно контрольних зразків, коливається в межах 1...27%.

### 3.3. Тріщиностійкість експериментальних балок

Під час випробування, на кожному етапі фіксували появу тріщин та визначали їх ширину за допомогою мікроскопа типу МПБ-2М.

Специфіка дослідження всіх дослідних зразків полягала в пошкодженні робочої арматури, а для цього в зоні максимальної ширини розкриття тріщин

виконаний при виготовленні проріз для доступу до арматури. Оскільки проріз виконаний в розтягнутій зоні арматури, це практично не впливає на чистоту експерименту, але не дозволяє виконати точну оцінку щодо моменту розкриття тріщин та фіксації максимальної ширини розкриття тріщин. У всіх зразках максимально допустима ширина тріщини, як для конструкцій без попереднього напруження арматури зразків, 0.3...0.4 мм не досягається. Тому, аналіз проведено за початком тріщиноутворення та максимальної ширини тріщини при вичерпанні несучої здатності зразків. Фотофіксація тріщиноутворення всіх зразків наведена після фізичного руйнування зразків, тому можливе візуальне відхилення від дійсної ширини розкриття, зафіксованої під час експериментального дослідження.

Момент тріщиноутворення у контрольних зразків КБ-1.1 та КБ-1.2 з робочою арматурою діаметром 20 мм без пошкодження склав  $M_{cr,a} = 7.65 \text{кН}\times\text{м}$  (рис. 3.32). Тріщини розвивалась з невеликою шириною розкриття і в приопорних ділянках (похилі перерізи) з відповідним забезпеченням міцності за похилими перерізами поперечною арматурою (додаток А. рис. А.1).

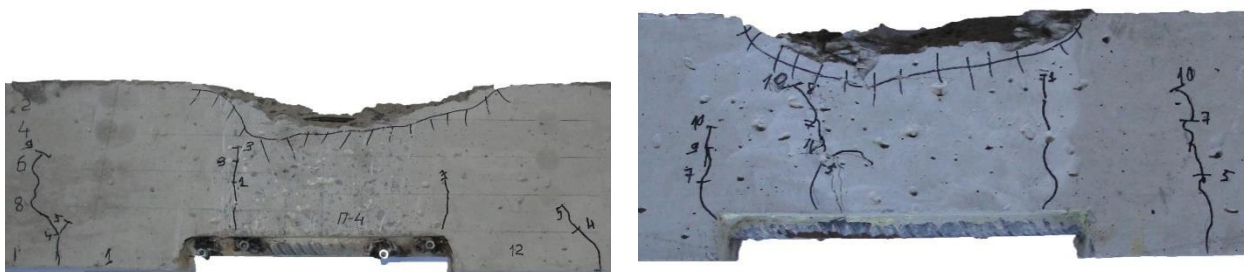


Рис. 3.32. Характер утворення тріщин центрального перерізу дослідного зразка КБ-1.1 (зліва) та КБ-1.2 (справа)

Ширина максимально зафіксованих магістральних тріщин при вичерпанні несучої здатності зафіксовано  $w_{max,s.y.} = 0.225 \text{мм}$ , що не перевищує граничних значень. Це пояснюється тим, що в зоні максимальних тріщин для виконання пошкодження зразки запроектовані з прорізом. Проте, враховуючи дослідження п 3.2 можна зробити висновок, що вичерпання за досягненням граничного прогину досліджених зразків передувало досягнення граничного розкриття тріщин, які в

межах прорізу на рівні арматури зафіксувати було складно. Оскільки, наявні тріщини отримали ширину розкриття незначно меншу від місця виконання прорізу.

При дослідженні тріщиностійкості контрольних зразків КБ-2.13 та КБ-2.14 з робочою арматурою діаметром 16 мм (у всіх зразків з пошкодженням у робочій арматурі зменшували площу до еквіваленту цих зразків) момент тріщиноутворення настав раніше, а саме при  $M_{cr,a} = 4.45$  кНм (рис. 3.33). Це пояснюється меншою площею поперечного перерізу робочої арматури у порівнянні зі зразками КБ-1.1 та КБ-1.2. Максимальна ширина розкриття тріщин при вичерпанні несучої здатності для контрольних зразків КБ-2.13 та КБ-2.14 склала  $w_{max,s.y.} = 0.25$  мм, що не перевищує граничних значень. Аналогічно, у зв'язку з специфікою виготовлення зразків виконувався аналогічний проріз в розтягнутій зоні для доступу до арматури, проте з високою ймовірністю, при досягненню граничних прогинів було досягнення максимальної ширини розкриття тріщин. Характер тріщиноутворення див. рис. А.2 додатку А.

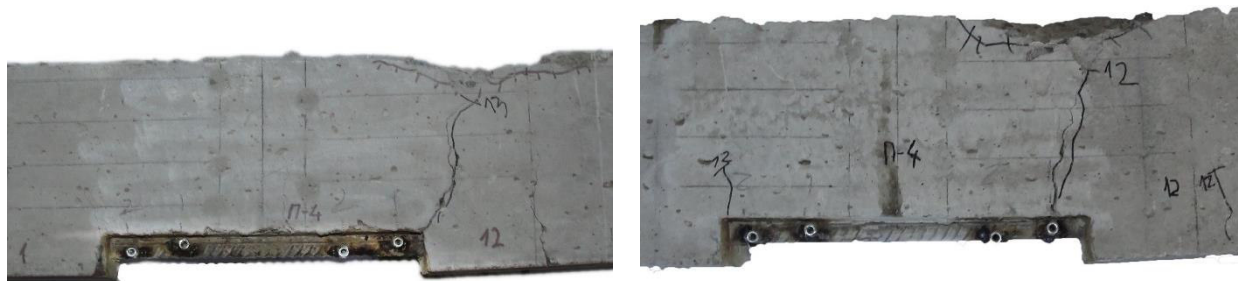


Рис. 3.33. Характер утворення тріщин центрального перерізу дослідного зразка КБ-2.13 (зліва) та КБ-2.14 (справа)

У зразках БП-1.3 та БП-1.4 пошкодження виконували без початкового рівня навантаження та робочу арматуру з діаметра 20 мм пошкоджували до еквівалентного за площею діаметром 16 мм. Початок тріщиноутворення зафіксовано при моменті  $M_{cr,a} = 7.0$  кНм, що менше від зразків КБ-1.1 та КБ-1.2 з робочою арматурою діаметром 20 мм та значно більше зразків КБ-2.13 та КБ-2.14 з робочою арматурою діаметром 16 мм. Це пояснюється тим, що після

пошкодження робочої арматури діаметром 20 мм отвором 5.6 мм в роботу включається термічно-зміцнений шар. Максимальну ширину розкриття тріщин при вичерпанні несучої здатності зафіксовано  $w_{max,s.y.} = 0.25$  мм, що аналогічно зі зразками з робочою арматурою діаметром 16 мм та незначно більше від зразків без пошкодження, ВІДХИЛЕННЯ складає 0.025мм. Характер тріщиноутворення зразків наведено в рис. 3.34 та рис. А.3.



Рис. 3.34. Характер утворення тріщин центрального перерізу дослідного зразка БП-1.3 (зліва) та БП-1.4 (справа)

Характер тріщиноутворення зразків БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3 наведено на рис. 3.35 та рис. А.4.



Рис. 3.35. Характер утворення тріщин центрального перерізу дослідного зразка БП-1.5-0.3 (зліва) та БП-1.6-0.3 (справа)

Зразки БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3 пошкоджували під рівнем навантаження 30% від несучої здатності непошкоджених контрольних зразків з робочою арматурою діаметром 20 мм. Робочу арматуру пошкоджували до еквівалентного за площею діаметра 16 мм. Момент тріщиноутворення складав  $M_{cr,a} = 7.3$  кНм, що приблизно відповідає пошкодженим зразкам без дії навантаження. Максимальна ширина розкриття тріщини при вичерпанні несучої здатності складала  $w_{max,s.y.} = 0.2$  мм,

що не перевищує граничних значень. Зразки БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5 робочу арматуру діаметром 20 мм пошкоджували аналогічно до діаметра 16 мм з попереднім рівнем навантаження 50% від несучої здатності контрольних непошкоджених зразків з робочою арматурою діаметром 20 мм. Характер тріщиноутворення наведено на рис. 3.36 та рис. А.5. Момент тріщиноутворення

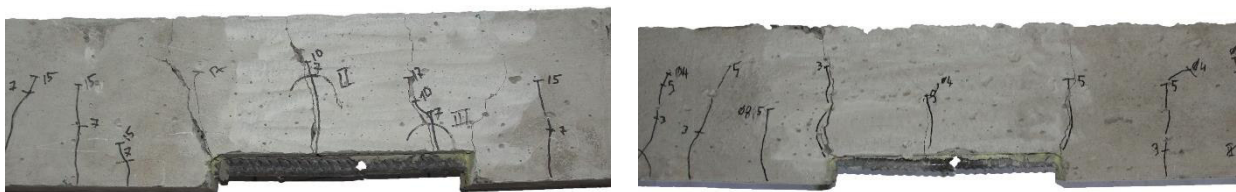


Рис. 3.36. Характер утворення тріщин центрального перерізу дослідного зразка БП-1.7-0.5 (зліва) та БП-1.8-0.5 (справа)

складав  $M_{cr,a} = 7.4$  кНм. Максимальна ширина розкриття тріщин при вичерпанні несучої здатності  $w_{max,s.y.} = 0.225$  мм, що не перевищує граничних значень. Зразки БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\* пошкоджували аналогічно, як і БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5, проте зі збільшеною кількістю отворів. Зразки пошкоджені до початкового рівня навантаження 50% від контрольних непошкоджених зразків діаметром 20 мм. Робочу арматуру при цьому рівні навантаження пошкоджували п'ятьма отворами діаметром 5.6 мм, що прирівнювало площу поперечної арматури з діаметром 20 мм до 16мм. Характер тріщиноутворення наведено на рис. 3.37 та рис. А.6.

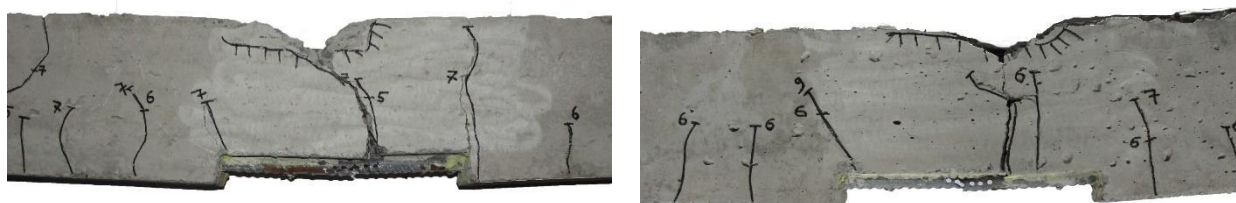


Рис. 3.37. Характер утворення тріщин центрального перерізу дослідного зразка БП-1.9-0.5\* (зліва) та БП-1.10-0.5\* (справа)

Момент тріщиноутворення зафіксовано на дещо меншому значенні, а саме при  $M_{cr,a} = 7.05$  кНм, а максимальну ширину розкриття тріщин при вичерпанні несучої здатності зафіксовано при  $w_{max,s,y.} = 0.275$  мм, що не перевищує граничних значень та практично не відрізняється від зразків пошкоджених при 30% та без дії навантаження.

Особливість зразків БП-1.11-0.7 та БП-1.12-0.7 полягала в тому, що рівень навантаження перед пошкодженням складав 70% від контрольних непошкоджених зразків. Пошкодження виконували аналогічно поетапно з пошкодженням робочої арматури діаметром 20 мм до еквівалентного за діаметром 16 мм. Характер тріщиноутворення наведено на рис. 3.38 та рис. А. 7 додатку А. Момент тріщиноутворення для зразків складав  $M_{cr,a} = 7.55$  кНм, що практично не відрізняється від пошкоджених зразків першої серії. При вичерпанні несучої здатності досягалась максимальні тріщини  $w_{max,s,y.} = 0.225$  мм, що не перевищує граничних значень.

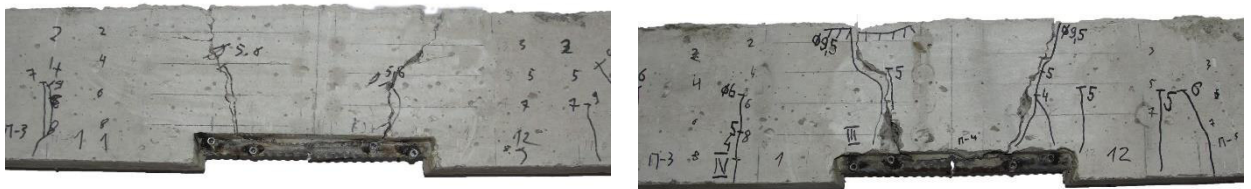


Рис. 3.38. Характер утворення тріщин центрального перерізу дослідного зразка БП-1.11-0.7 (зліва) та БП-1.12-0.7 (справа)

Зразки БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5 належать до третьої серії, відповідно діаметр робочої арматури 22 мм. Пошкодження аналогічно виконували як для першої серії, зменшенням до площі діаметра 16 мм при рівні навантаження 70% від контрольних непошкоджених зразків. Характер тріщиноутворення наведено на рис. 3.39 та рис. А. 8 додатку А. Момент тріщиноутворення відбувся при  $M_{cr,a} = 8.55$  кНм, що більше від пошкоджених зразків першої серії (з пошкодженням до еквівалентного по площі діаметра 16 мм). При вичерпанні несучої здатності

максимальна ширина тріщин складала  $w_{max,s.y.} = 0.225$  мм, що так само менше від пошкоджених зразків першої серії та аналогічно не досягають максимальної ширини розкриття тріщин, згідно ДСТУ.



Рис. 3.39. Характер утворення тріщин центрального перерізу дослідного зразка БП-3.15-0.5 (зліва) та БП-3.16-0.5 (справа)

Узагальнені результати за тріщиностійкістю наведені в табл. 3.4. Відхилення для зразків пошкоджених 1-ї серії з робочою арматурою діаметром 20 мм до робочої арматури діаметра 16 мм, згідно моменту початку тріщиноутворення без початкового рівня навантаження склали 8.5% відносно контрольних зразків діаметра 20 мм та 57.3% відносно діаметра 16 мм. Для зразків 1-ї серії пошкоджених з діаметра 20 мм до діаметра 16 мм такі відхилення склали 3.3...7.8% відносно контрольних зразків з робочою арматурою діаметром 20 мм та 58.4...69.7% відносно зразків з робочою арматурою діаметром 16 мм. Дещо більше відхилення склали для зразків 3-ї серії пошкоджених з діаметра 22 мм до діаметра 16 мм при дії навантаження і були рівні 11.8% відносно контрольних зразків з діаметром 20 мм та 92.1% відносно до діаметра 16 мм.

Відхилення за максимальною шириною розкриття тріщин для всіх зразків склали 11.1...22.2% відносно контрольних зразків з робочою арматурою діаметром 20 мм та 10...30% відносно контрольних зразків з робочою арматурою діаметром 16 мм. Слід відмітити, що для зразків 3-ї серії з робочою арматурою діаметром 22 мм пошкоджених до еквівалентної площі перерізу діаметру 16 мм при дії навантаження відхилення за максимальною шириною розкриття тріщин складало 22.2 та 30% відносно контрольних зразків з діаметром 20 мм та 16 мм, відповідно.

У всіх зразках граничну ширину розкриття тріщин, згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 „Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування” 0.3...0.4 мм не досягнуто. Це пояснюється тим, що для виконання пошкодження залізобетонні дослідні балки виготовлялись з прорізом бетону в межах робочої арматури на ділянці найбільшого згинального моменту та прогину. Крім цього, пошкодження арматури відбувалось в локальному перерізі арматури з отвором, в якому розвивались максимальні деформації розтягу. На сусідніх ділянках арматури в зоні чистого згину деформації розтягу були значно менші, що сприяло меншому розкриттю тріщин. Проте враховуючи результати досліджень, можна зробити висновок, що вичерпання за II групою граничних станів відбулось внаслідок досягнення максимально допустимого прогину зразків, який був досягнутий при значно меншому згинальному моменті.



Таблиця 3.4

**Тріщиностійкість експериментальних зразків пошкоджених без та при дії навантаження у порівнянні з контрольними зразками**

Шифр зразка	Момент вичерпання несучої здатності		Момент тріщиноутворення (експ.)		Максимальна ширина розкриття тріщин при вичерпанні нз, мм		Порівняння по моменту тріщиноутворення відносно зразків з діаметром 20 мм	Порівняння по моменту тріщиноутворення відносно зразків з діаметром 16 мм	Порівняння по ширині розкриття тріщин при нз відносно зразків з діаметром 20 мм	Порівняння за шириною розкриття тріщин при нз відносно зразків з діаметром 16 мм
	зразка	середнє	зразка	середнє	зразка	середнє				
КБ-1.1	24.9	24.2	8	7.65	0.2	0.225	0.0	71.9	0.0	-10.0
КБ-1.2	23.5		7.3		0.25					
БП-1.3	19	18.1	6.9	7	0.25	0.25	-8.5	57.3	11.1	0.0
БП-1.4	17.2		7.1		0.25					
КБ-2.13	16.3	16.9	4.7	4.45	0.25	0.25	-41.8	0.0	11.1	0.0
КБ-2.14	17.5		4.2		0.25					
БП-1.5-0.3	19.9	21	7.5	7.3	0.2	0.2	-4.6	64.0	-11.1	-20.0
БП-1.6-0.3	22.1		7.1		0.2					
БП-1.7-0.5	23.3	21.5	7.7	7.4	0.2	0.225	-3.3	66.3	0.0	-10.0
БП-1.8-0.5	19.7		7.1		0.25					
БП-1.9-0.5*	17.5	18.4	7.4	7.05	0.3	0.275	-7.8	58.4	22.2	10.0
БП-1.10-0.5*	19.3		6.7		0.25					
БП-1.11-0.7	23.9	23.3	7.9	7.55	0.2	0.225	-1.3	69.7	0.0	-10.0
БП-1.12-0.7	22.7		7.2		0.25					
БП-3.15-0.5	23.9	21.8	8.9	8.55	0.2	0.175	11.8	92.1	-22.2	-30.0
БП-3.16-0.5	19.7		8.2		0.15					

Примітка: нз – несуча здатність.

### 3.4.Висновки з розділу 3

1. Виконаними експериментальними дослідженнями встановлено параметри міцності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних балок з пошкодженням робочої розтягнутої арматури за дії навантаження різної інтенсивності: 0,3; 0,5; 0,7 від дії згинального моменту, при якому настає вичерпання несучої здатності.
2. При поступовому зменшенні поперечного перерізу розтягнутої арматури за дії навантаження відбувається збільшення деформацій як арматури, так і бетону за висотою перерізу конструкції, при цьому за подальшого збільшення навантаження кінцева несуча здатність залізобетонних балок зменшується в порівнянні із зразками з непошкодженою арматурою. Кінцева несуча здатність зменшується практично пропорційно від зменшення площі робочої арматури.
3. Вичерпання несучої здатності залізобетонних балок без пошкодження робочої арматури відбувалось внаслідок досягнення межі текучості робочої арматури і після поступового збільшення навантаження досягнення бетоном крайньої фібри граничних деформацій та його роздроблення. В залізобетонних балках з пошкодженою за дії навантаження арматурою із збільшенням навантаження вичерпання несучої здатності відбувалось внаслідок досягнення межі текучості робочої арматури, а після подальшого збільшення навантаження відбувався розрив робочої арматури без роздроблення бетону стиснутої зони. Це пояснюється тим, що пошкодження арматури виконувалось в одному локальному місці шляхом висверлювання отвору, який крім цього в свою чергу служив концентратором напружень.
4. Залізобетонні балки з робочою арматурою  $\varnothing 20$ , площа якої шляхом пошкодження зменшувалась до площі стержнів  $\varnothing 16$  мали кінцеву несучу здатність вищу від залізобетонних балок армованих стержнями  $\varnothing 16$  без пошкоджень. Це пояснюється тим, що під час пошкодження стержнів  $\varnothing 20$ , шляхом висверлювання отворів, в більшій мірі пошкоджувалась серцевина з меншими фізико-механічними властивостями і в меншій мірі пошкоджувався

зовнішній термічно-зміцнений шар із вищими фізико-механічними властивостями.

5. Аналіз отриманих результатів показує, що у випадку використання термічно-зміцненої арматури при її пошкодженні необхідно врахувати наявність зовнішнього термічно-зміцненого шару поперечного перерізу стержнів з вищими фізико-механічними характеристиками та внутрішньої серцевини з нижчими фізико-механічними характеристиками. При частковому чи повному пошкодженні зовнішнього термічно-зміцненого шару арматурних стержнів можуть значно зменшуватись їх фізико-механічні характеристики, що вплине на кінцеву несучу здатність конструкцій.
6. Прогини залізобетонних балок при зростанні навантаження зростали практично лінійно до появи тріщин і з дещо більшою інтенсивністю після їх появи. Під час пошкодження арматури за дії певного рівня навантаження прогини практично не змінювались, оскільки, пошкоджувалась арматура в одному локальному місці і зменшувалась жорсткість лише одного перерізу. Після зростання навантаження в залізобетонних балках з пошкодженою арматурою прогини зростали до досягнення граничних значень, визначених за діючими нормами.

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

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

З 2010 року на зміну СНиП 2.03.01-84\* „Бетонные и железобетонные конструкции” [141] в Україні введено новий національний стандарт розрахунку ДСТУ Б В.2.6-156:2010 „Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування” [78] та ДБН В.2.6-98:2009 „Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення” [73].

Одна з основних відмінностей цього розрахунку полягає в застосуванні нелінійної деформаційної методики. Суть розрахунку полягає у врахуванні реальних нелінійних діаграм деформування для бетону „ $\sigma - \varepsilon_c$ ” та дволінійної для арматури „ $\sigma - \varepsilon_s$ ”.

Дана методика дозволяє моделювання роботу конструкції на довільному етапі навантаження по висоті перерізу зразків. При цьому можливий розрахунок залізобетонних конструкцій різноманітної форми поперечного перерізу з будь-яким розташуванням арматури. Модель розрахунку за деформаційною методикою прийнята в більшості закордонних норм.

Проте, деформаційна модель розрахунку не передбачає розрахунок конструкцій під навантаженням, особливо якщо конструкції зазнали пошкоджень під час експлуатації, перебуваючи під певним рівнем навантаження. Це навантаження може бути від обладнання, власної ваги, конструкцій перекриття тощо.

Отже, згідно [78], розрахунок несучої здатності нормального перерізу залізобетонних згинальних елементів приймає за основу нелінійну деформаційну модель та виконується при умові рівноваги внутрішніх та зовнішніх сил за наступних гіпотез:

- деформації бетону та арматури розподіляються за висотою перерізу за лінійним законом;
- приймається гіпотеза плоских перерізів;
- найбільший приріст деформацій приймається в усередненому перерізі, оскільки в ньому найбільші напруження;
- відносні деформації арматури приймаються у вигляді дволінійної діаграми, а відносні деформації бетону за нелінійними діаграмами, які математично описуються як поліном 5-го степеня з відповідними коефіцієнтами (взяті з реальних випробовувань бетону з повною діаграмою руйнування);
- у розтягнутій зоні враховуються тільки опір арматури, бетон розтягнутої зони не враховується.

Дослідні зразки залізобетонних балок експериментально показали, що в перерізі є зона розтягу, тому подальші розрахунки, згідно [78], виконували за другою формою рівноваги. Для визначення напружено-деформованого стану залізобетонних прямокутних балок при статичному випробовуванні на згин, за другою формою рівноваги користуються формулами [78]:

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

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

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

$f_{cd}$  – призмова міцність бетону на стиск;

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

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

$M_0$  – значення згинального моменту при підсиленні;

$b$  – ширина поперечного перерізу розрахункового елемента;

$\chi$  – кривизна вигнутої осі в перерізі;

$\bar{\chi}$  – відносна кривизна;

$a_k$  – коефіцієнти полінома;

$\sigma_{.si}$  – напруження в  $i$ -тій арматурі;

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

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

Розрахунковий переріз згинальних залізобетонних балок наведені на рис. 4.1.

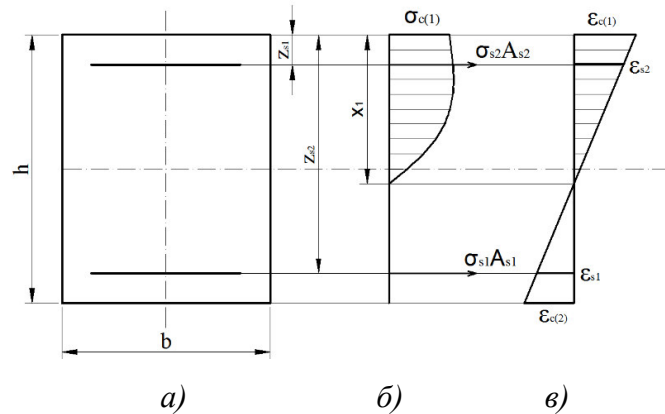


Рис. 4.1. Розрахунковий переріз згинального елемента прямокутного перерізу.

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

Алгоритм визначення параметрів напружено-деформованого стану нормального перерізу залізобетонного елемента, згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [78], представляє собою ітераційний процес на кожному етапі якого реалізується поступовий метод розрахунку осереднених відносних деформацій бетону нижньої фібри за попередньо заданими величинами деформацій на верхній фібрі перерізу з рівняння (4.1).

Після закінчення розрахунку при заданій величині відносних деформацій бетону на верхній фібрі виконувалось їх збільшення і розрахунок повторювався. При досягненні необхідного значення згинального моменту з рівняння (4.2) ітераційний процес припиняли.

Принципова блок-схема визначення напружено-деформаційного стану нормального перерізу залізобетонного згинального елемента наведена на рис. 4.2.

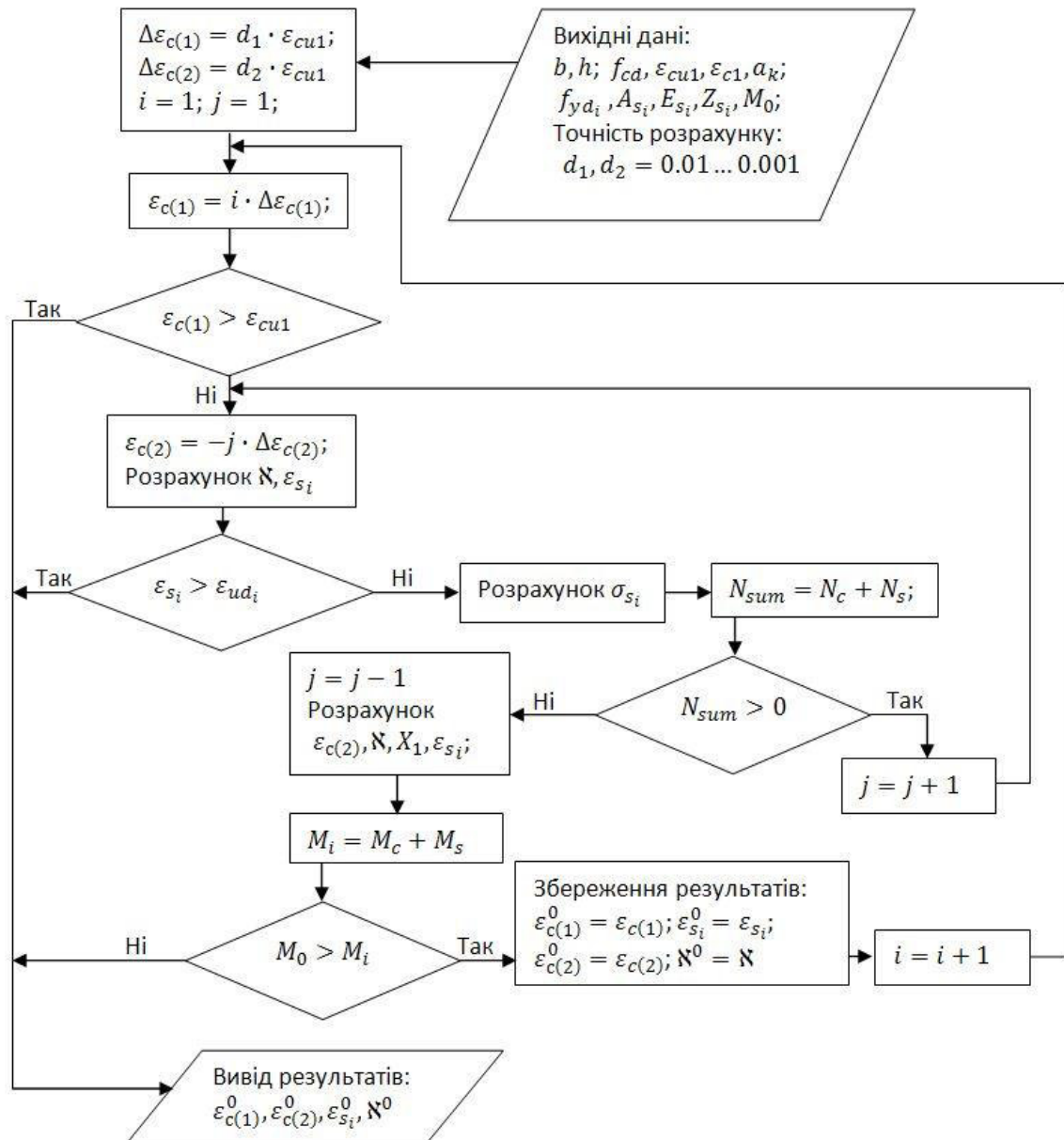


Рис. 4.2. Блок-схема визначення напружено-деформаційного стану нормального перерізу залізобетонного згинального елементу

Таким чином, в результаті першого етапу нелінійного розрахунку напружено-деформованого стану за деформаційною моделлю отримували відносні деформації бетону верхньої і нижньої фібри, шарів арматури, кривизну вигнутої осі в нормальному перерізі залізобетонної балки при заданій величині навантаження.

Згідно з ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [78] за деформаційною моделлю розрахунок не передбачає врахування рівня навантаження, при якому здійснено пошкодження зразків. Розрахунок міцності на згин залізобетонних елементів пошкоджених під

навантаженням залізобетонних конструкцій пропонується виконувати в два етапи. На першому етапі досліджується напружено-деформований стан нормального перерізу основного конструктивного елемента без пошкоджень (рис 4.2).

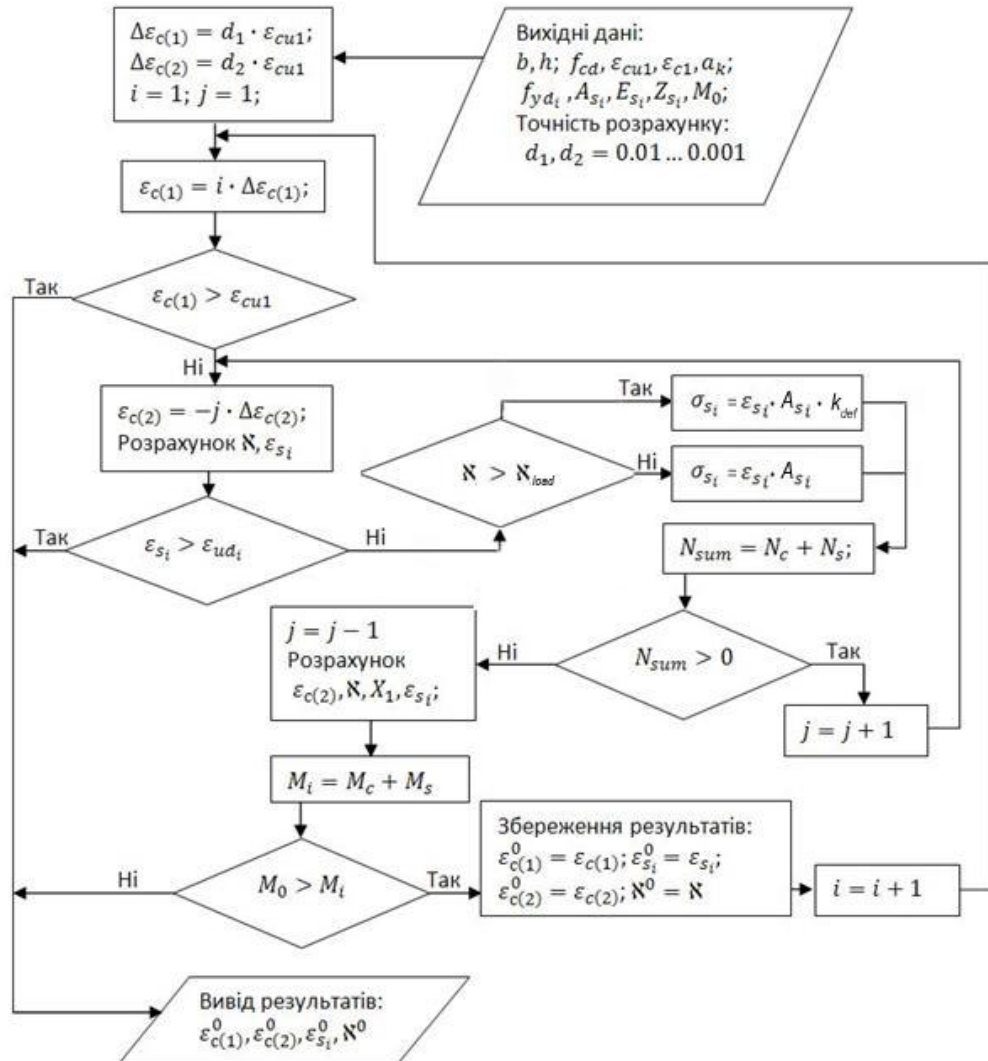


Рис. 4.3. Принципова блок-схема визначення напружено-деформаційного стану нормального перерізу залізобетонного згинального елемента пошкодженого при дії навантаження

Методом ітераційного підбору визначається кривизна на кожному рівні навантаження (рис. 4.2). Потім, задається умова якщо кривизна менша від значення кривизни при рівні навантаження при якому відбувалось пошкодження (рис. 4.3), то розрахунок виконується як для звичайного непошкодженого елемента, а якщо величина кривизни перевищує визначене значення при навантаженні, за якого здійснювалось пошкодження, виконується розрахунок для конструкції з



параметрами пошкодження (зменшення проценту армування, зміна фізико-механічних характеристик).

Згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010[78]:

Кривизна вигнутої осі в перерізі:

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h}. \quad (4.3)$$

Відношення деформацій бетону стиснутої зони до граничних деформацій бетону стиснутої зони:

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}. \quad (4.4)$$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\chi}. \quad (4.5)$$

Відносна кривизна:

$$\bar{\chi} = \frac{\chi}{\varepsilon_{c1}}, \quad (4.6)$$

де  $\varepsilon_{c(1)}$  – деформації бетону стиснутої фібри;  $\varepsilon_{c(2)}$  – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону. Напруження в і-у шарі арматури при пружній роботі визначали за формулою:

$$\sigma_{si} = \varepsilon_{si} \cdot E_{si}, \quad (4.7)$$

а при досягненні межі текучості:

$$\sigma_{si} = f_{yd}. \quad (4.8)$$

Деформації, згідно гіпотези плоских перерізів, визначали за формулою:

$$\varepsilon_{si} = \chi \cdot (x_1 - z_{si}). \quad (4.9)$$

Необхідно зауважити, що при розрахунку конструкцій, пошкоджених внаслідок виконання отворів діаметром 5.6 мм термічно-зміцненої арматури, чинні норми ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [78] не передбачають зміни фізико-механічних характеристик арматури.

## 4.2. Методика розрахунку прогину залізобетонних балок з пошкодженням арматури

Згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [78], для загального випадку прогин згинальних залізобетонних балок визначається за формулою:

$$f_m = \int_0^l M_x \left( \frac{1}{r} \right)_x dx, \quad (4.10)$$

де  $M_x$  – згинальний момент перерізу „ $x$ ” від одиночної сили, яка прикладена у напрямку невідомого переміщення;  $(1/r)_x$  – кривизна перерізу, яка визначається згідно (4.3) з використанням дійсних характеристик матеріалів розрахунком за II групою граничних станів.

Оскільки в роботі досліджуються статично визначені зразки, в яких є незмінним поздовжній переріз, то прогин в експериментальних зразках обчислювали згідно:

$$f = \left( \frac{1}{r} \right) k_m l^2, \quad (4.11)$$

де  $l$  – довжина прольоту балки, а  $k_m$  – коефіцієнт, який визначається за таблицею 5.5 ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [78] (рис. 4.4).

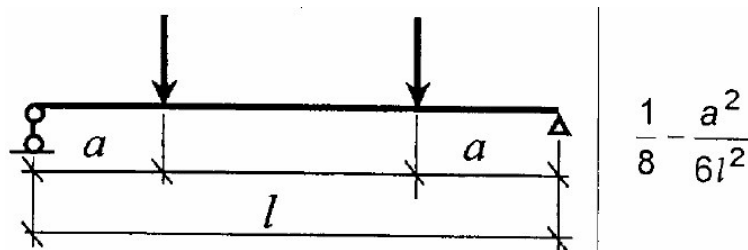


Рис. 4.4. Визначення величини коефіцієнта  $k_m$ , згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010

Оскільки відстань між прикладанням сили у дослідних балках прийнято  $1/3$  прольоту:

$$k_m = \frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2} = \frac{1}{8} - \frac{\frac{1}{3}l^2}{6l^2} = \frac{5}{72}. \quad (4.12)$$

### 4.3. Аналіз результатів виконаних розрахунків

Згідно опрацьованого та вдосконаленого розрахунку, згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [78], побудовано графіки деформацій розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону. Вдосконалений розрахунок враховує зменшення фізико-механічних характеристик арматури внаслідок пошкодження та можливість виконання розрахунку для конструкцій, пошкоджених при дії навантаження, що не передбачає деформаційна модель. Розрахунок за несучою здатністю після застосування зменшених характеристик матеріалів дозволяє отримати достовірний результат, який узгоджується з експериментальними даними. При розрахунку за деформативністю застосовувались рекомендації згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [78], який забезпечує достатню точність розрахунку прогинів, граничні значення яких визначаються згідно вимоги ДСТУ Б В.1.2-3:2006 „Прогини та переміщення”.

Розрахунок контрольних непошкоджених залізобетонних балок КБ-1.1 та КБ-1.2 проводили без застосування додаткових понижуючих коефіцієнтів і результати подано на рис. 4.5.

Розрахунок деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону контрольних зразків КБ-1.1 та КБ-1.2 з робочою арматурою діаметром 20 мм без пошкоджень показує задовільну збіжність з експериментальними даними, що свідчить про можливість застосування даної методики розрахунку для стандартних згинальних залізобетонних балок. Початок межі текучості при теоретичному розрахунку досягнуто при згинальному моменті  $M_{s,y}^{th} = 23.5$  кН×м, що менше на 2.89% від експериментального моменту  $M_{s,y}^{exp} = 24.2$  кН×м, що підтверджує надійність розрахунку, оскільки експериментальні величини вищі від теоретичних з незначною різницею.

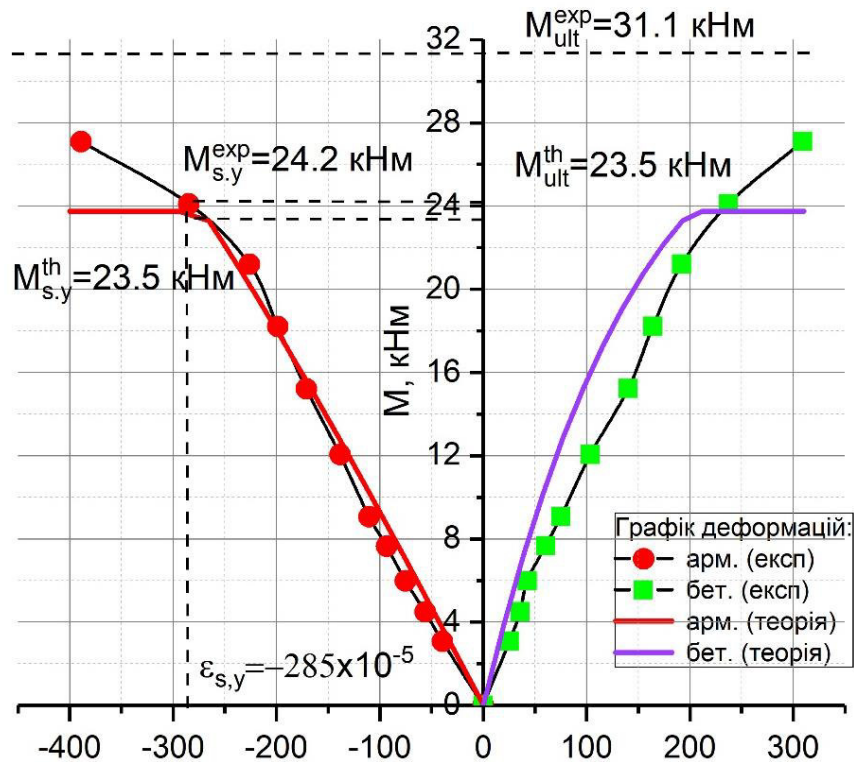


Рис. 4.5. Теоретичні та експериментальні графіки „згинальний момент-відносні деформації” для розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок КБ-1.1 та КБ-1.2

Фізичне руйнування зразків при експерименті відбулось внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону при величині  $M_{ult}^{exp} = 31.1$  кН×м, що більше від теоретичних величин розрахунку на 24.4% ( $M_{ult}^{th} = 23.5$  кН×м). Це пояснюється тим, що згідно розрахунку за деформацію моделлю, враховуються дволінійна діаграма напруження-деформації арматури, яка не враховує кривої пластичних деформацій, що має місце після досягнення межі текучості. Оскільки, розрахунок для таких елементів проводиться за вичерпанням несучої здатності, отриманий результат є задовільним та може використовуватись при перевірочних розрахунках таких конструкцій.

Розрахунок прогинів для всіх зразків виконували згідно п. 4.2. Результати розрахунку прогинів контрольних зразків КБ-1.1 та КБ-1.2 наведено на рис. 4.6. За результатами розрахунків після досягнення максимально допустимого прогину зразків КБ-1.1 та КБ-1.2 теоретичний згинальний момент складає  $M_{lim}^{th} = 23.5$  кН×м, що більше від експериментальних величин  $M_{lim}^{exp} = 18.1$  кН×м на 30%.

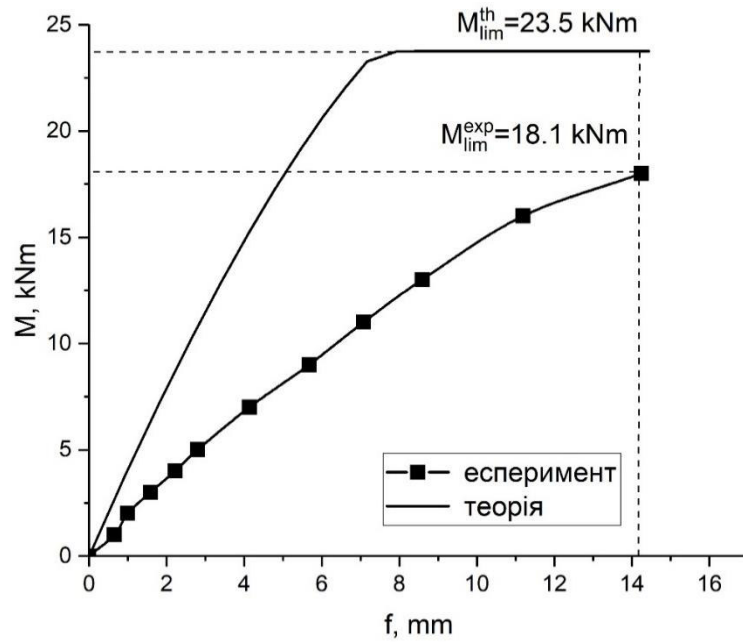


Рис. 4.6. Графіки „момент-прогин” теоретичного розрахунку (теорія) у порівнянні з експериментальними величинами (експеримент) балок КБ-1.1 та КБ-1.2

Результати розрахунку зразків БП-1.3 та БП-1.4 наведено на рис. 4.7.

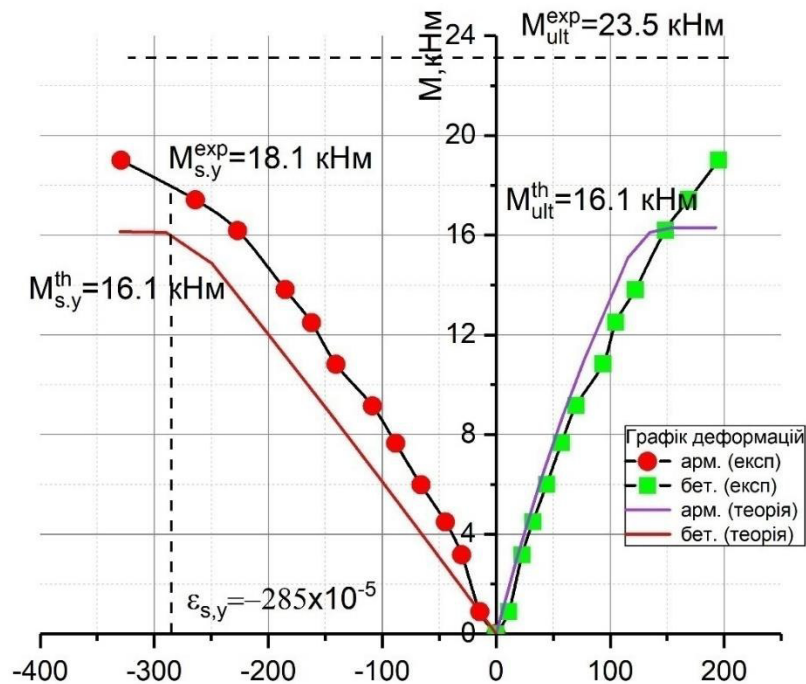


Рис. 4.7. Теоретичні та експериментальні графіки „згинальний момент-відносні деформації” для розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП-1.3 та БП-1.4

В балках БП-1.3 та БП-1.4 робочу арматуру діаметром 20 мм пошкоджено до площі, яка відповідає діаметру 16 мм методом сверління отвору без дії

навантаження. За результатами теоретичного розрахунку вичерпання несучої здатності, відбулось з досягненням деформацій робочої арматури початку текучості  $\varepsilon_{s,y} = 285 \cdot 10^{-5}$ , при згинальному моменті  $M_{s,y}^{th} = 16.1 \text{ кН}\times\text{м}$ , що менше від експериментального значення  $M_{s,y}^{exp} = 18.1 \text{ кН}\times\text{м}$  на 11.0% та цілком дозволяє використовувати результати при розрахунку пошкоджених залізобетонних конструкцій. Внаслідок пошкодження в роботу включається термічно-зміцнений шар арматури, тому фізичне руйнування зразків, згідно теоретичного розрахунку, відбулось при  $M_{ult}^{th} = 16.1 \text{ кН}\times\text{м}$ , що менше на 31.5% від експериментального значення  $M_{ult}^{exp} = 23.5 \text{ кН}\times\text{м}$ . Значна розбіжність пояснюється тим, що модель розрахунку не передбачає термічно-зміцненого шару з вищими фізико-механічними характеристиками. Слід відмітити, що згідно експерименту руйнування відбулось внаслідок розриву робочих стержнів арматури, а згідно розрахунку руйнування проходить внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону при досягненні граничних значень деформацій бетону. Це пов'язано з тим, що робоча арматура була пошкоджена в одному локальному місці зони „чистого згину”.

Результати прогинів у балках БП-1.3 та БП-1.4 наведено на рис. 4.8.

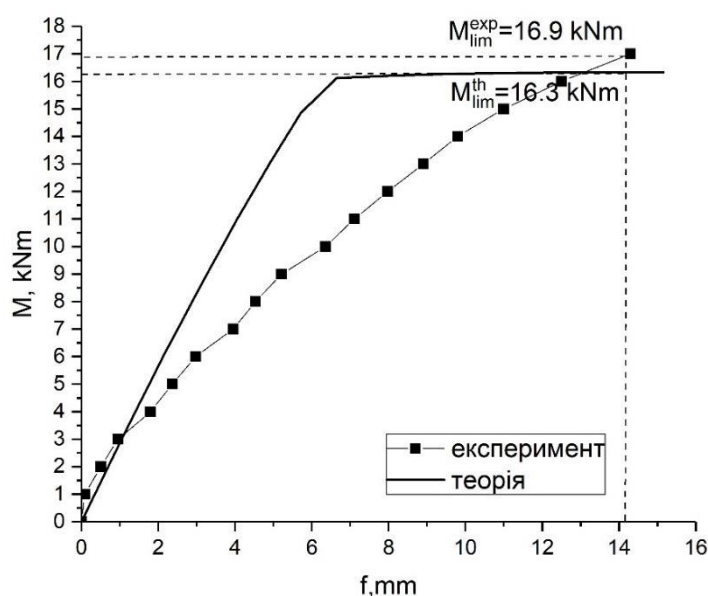


Рис. 4.8. Графіки „момент-прогин” теоретичного розрахунку (теорія) у порівнянні з експериментальними величинами (експеримент) балок БП-1.3 та БП-1.4

Згідно результатів розрахунку граничний теоретичний прогин для зразків БП-1.3 та БП-1.4 настає при згинальному моменті  $M_{lim}^{th} = 16.3$  кН×м, що менше від експериментальної величини на 4% ( $M_{lim}^{exp} = 16.9$  кНм). Оскільки, момент при граничному теоретичному прогині є меншим від експериментальної величини методика розрахунку за деформаційною моделлю ДСТУ Б В.2.6-156:2010 дозволяє виконувати розрахунок таких конструкцій.

У контрольних балках КБ-2.13 та КБ-2.14 робоча арматура діаметром 16 мм без пошкоджень. Результати наведено на рис. 4.9.

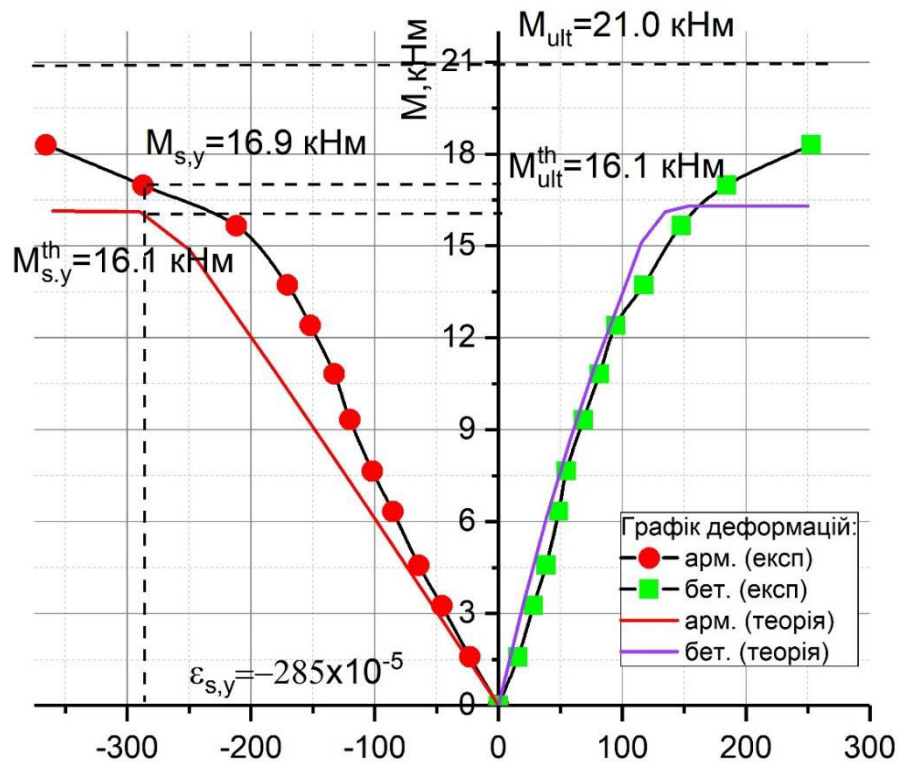


Рис. 4.9. Теоретичні та експериментальні графіки „згинальний момент-відносні деформації” для розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок КБ-2.13 та КБ-2.14

У зразках КБ-2.13 та КБ-2.14 за теоретичними розрахунками вичерпання несучої здатності досягалось при згинальному моменті  $M_{s,y}^{th} = 16.1$  кН×м, що менше від експериментальної величини  $M_{s,y}^{exp} = 16.9$  кН×м на 5% та дозволяє проектування таких конструкцій за деформаційною моделлю. Фізичне руйнування, згідно теоретичного розрахунку відбулось при згинальному моменті  $M_{ult}^{th} = 16.1$  кН×м, що менше від експериментальної величини  $M_{ult}^{exp} = 21.0$  кН×м на 23.3%.

Результати розрахунків контрольних балок КБ-2.13 та КБ-2.14 за прогинами наведено на рис. 4.10.

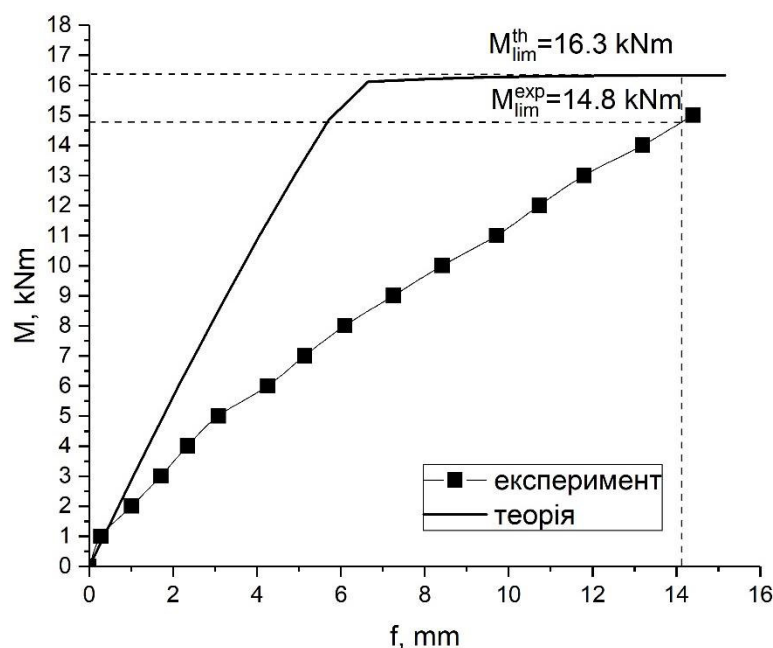


Рис. 4.10. Графіки „момент-прогин” теоретичного розрахунку (теорія) у порівнянні з експериментальними величинами (експеримент) балок КБ-2.13 та КБ-2.14

Розрахунок прогинів зразків КБ-2.13 та КБ-2.14 показав, що досягнення граничних значень відбулось при згинальному моменті  $M_{lim}^{th} = 16.3$  кН×м, що більше від експериментальної величини  $M_{lim}^{exp} = 14.8$  кН×м на 10% та дозволяє виконувати розрахунок таких конструкцій, за деформаційною моделлю.

Зразки БП-1.3-0.3 та БП-1.4-0.3 перед пошкодженням доводили до рівня 30% від несучої здатності непошкоджених контрольних зразків КБ-1.1 та КБ-1.2. Після цього виконували пошкодження робочої арматури діаметром 20 мм. Після пошкодження діаметр робочої арматури за площею відповідав діаметру 16 мм, що відповідає армуванню контрольних зразків з робочою арматурою діаметром 16 мм КБ-2.13 та КБ-2.14.

Результати теоретичного розрахунку зразків БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3 наведено на рис 4.11.



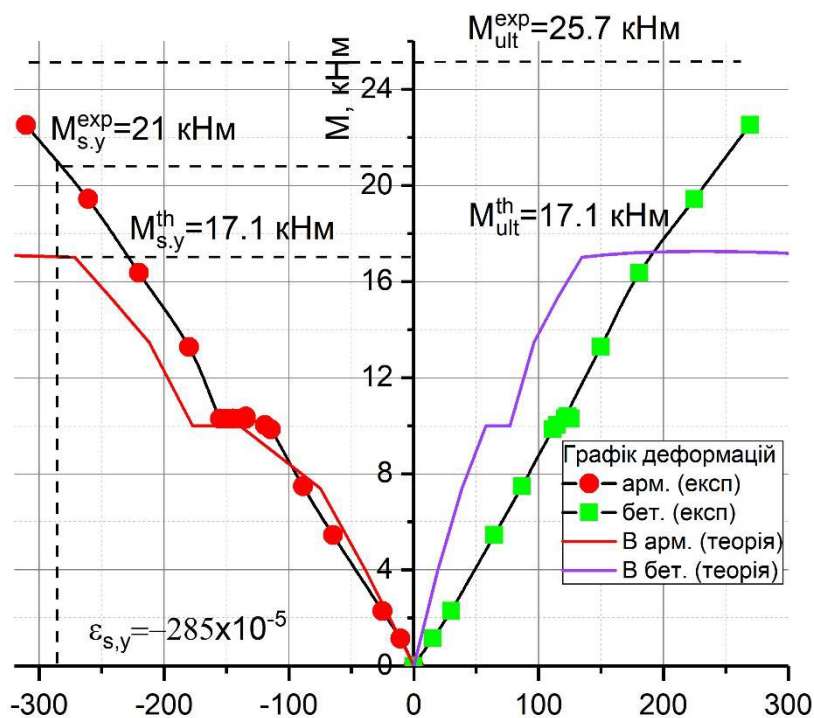


Рис. 4.11. Теоретичні та експериментальні графіки „згинальний момент-відносні деформації” для розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3

У балках БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3 вичерпання несучої здатності за текучістю арматури згідно результатів теоретичного розрахунку відбулось при згинальному моменті  $M_{s,y}^{th} = 17.1$  кН×м, що менше від експериментальної величини  $M_{s,y}^{exp} = 21$  кН×м на 18.6%. Згідно теоретичного розрахунку фізичне руйнування зразків відбулось при  $M_{ult}^{th} = 17.1$  кН×м внаслідок досягнення граничних деформацій найбільш стиснутої фібри бетону, а експериментальне фізичне руйнування при  $M_{ult}^{exp} = 25.7$  кН×м внаслідок розриву стержня робочої арматури діаметром 20 мм. Експериментальна величина фізичного руйнування зразків більше від теоретичного на 33%. Це пов'язано з тим, що робоча арматура була пошкоджена в одному локальному місці, а не по всій довжині зони „чистого згину”, крім цього не враховано зміну фізико-механічних характеристик термічно-зміцненої арматури з пошкодженнями.

Найбільша небезпека локального пошкодження арматури є в раптовому руйнуванні зразків, проте розрахунок за деформаційною моделлю дозволяє перебачити це з достатньо великим запасом (33%) відносно експериментального

результату. Тому, результат розрахунку за деформаційною моделлю може використовуватись для таких конструкцій.

Результат розрахунку прогинів для зразків БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3 наведено на рис. 4.12.

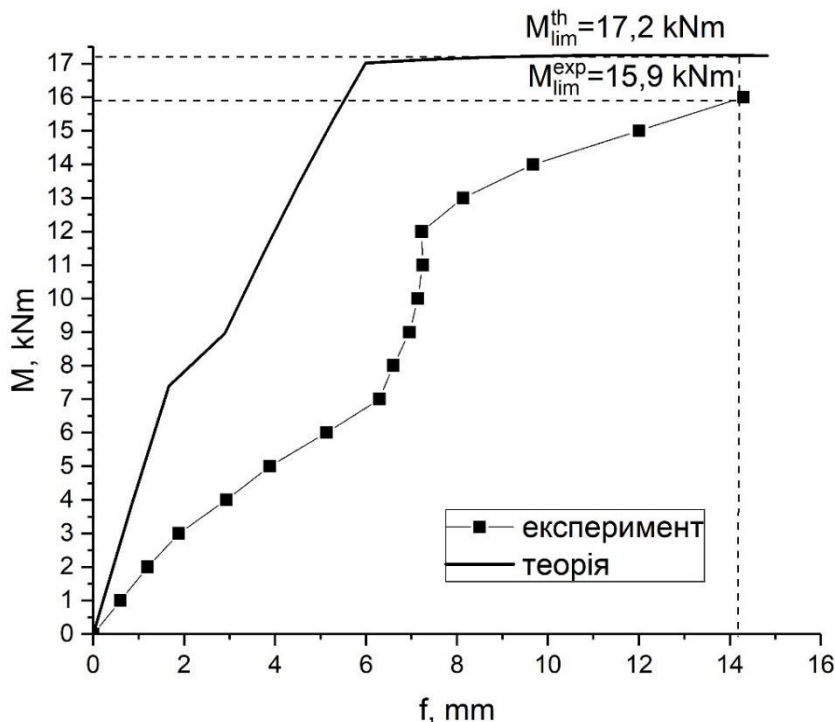


Рис. 4.12. Графіки момент-прогин теоретичного розрахунку (теорія) у порівнянні з експериментальними величинами (експеримент) балок БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3

Згідно теоретичного розрахунку, момент при граничному значення прогину склав  $M_{lim}^{th} = 17,2$  кН×м, що більше від експериментального значення  $M_{lim}^{exp} = 15,9$  кН×м на 8% та дозволяє використання даної методики в розрахунку для таких конструкцій.

За результатами розрахунку балок БП-1.5-0.5 та БП-1.6-0.5, пошкоджених з одиночним отвором при навантаженні рівному 50% від несучої здатності контрольних непошкоджених зразків побудовані графіки деформації бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої робочої арматури (рис. 4.13) та визначено їх несучу здатність і фізичне руйнування.

Вичерпання несучої здатності балок БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5 досягнуто при згинальному моменті  $M_{s,y}^{th} = 17 \text{ кН}\times\text{м}$ , що менше від експериментальної значення  $M_{s,y}^{exp} = 21.5 \text{ кН}\times\text{м}$  на 20.9%.

Фізичне руйнування, згідно теоретичного розрахунку, відбулось при згинальному моменті  $M_{ult}^{th} = 17 \text{ кН}\times\text{м}$  внаслідок руйнування стиснутої зони бетону. Експериментальне фізичне руйнування досягнуто при моменті  $M_{ult}^{th} = 25.5 \text{ кН}\times\text{м}$ , внаслідок розриву робочої арматури.

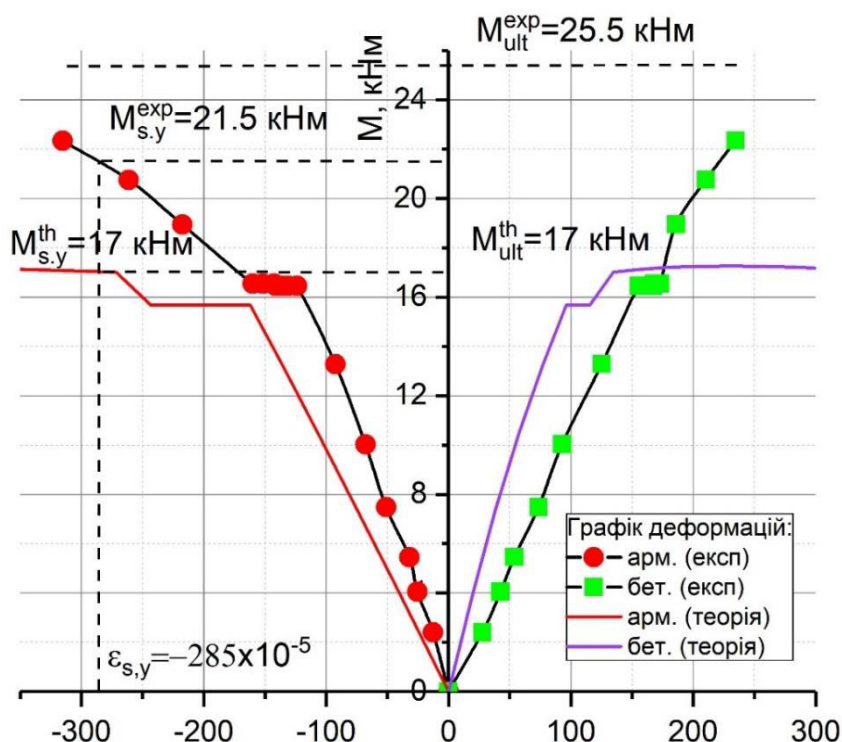


Рис. 4.13. Теоретичні та експериментальні графіки „згинальний момент-відносні деформації” для розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5

Розрахунок прогинів відносно моменту балок БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5 наведено на рис. 4.14. Згідно теоретичного розрахунку при максимально допустимий прогин досягнуто при згинальному моменті  $M_{lim}^{th} = 17.3 \text{ кН}\times\text{м}$ , що менше від експериментальної величини при  $M_{lim}^{exp} = 18.6 \text{ кН}\times\text{м}$  на 7.0%. Балки БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5 показали, що дана методика з використанням деформаційної моделі може застосовуватися для таких конструкцій.

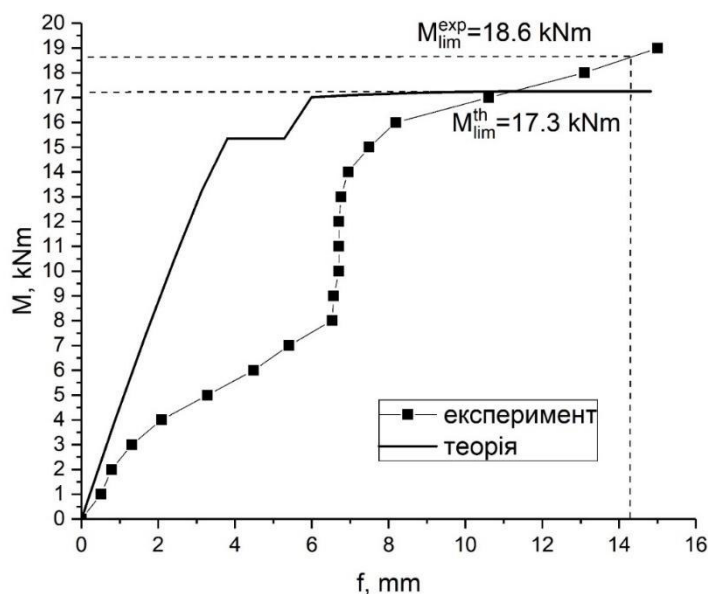


Рис. 4.14. Графіки „момент-прогин” теоретичного розрахунку (теорія) у порівнянні з експериментальними величинами (експеримент) балок БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5

Особливістю пошкодження зразків БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\* полягає в тому, що зразки пошкоджували 5-ма рівномірно розташованими в раз отворами в межах зони „чистого згину”. Зразки аналогічно з БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5 пошкоджували при рівні навантаження 50%.

Результати теоретичного розрахунку з порівнянням експериментальних величин балок БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\* наведено на рис. 4.15. За результатами розрахунку вичерпання несучої здатності відбулось аналогічно з зразками пошкодженими одним отвором БП-1.5-0.5 та БП-1.6-0.5 при моменті  $M_{s,y}^{th} = 17 \text{ кН}\times\text{м}$ . Експериментальне вичерпання несучої здатності відбулось при меншому моменті в порівнянні зі зразками пошкодженими одиночним отвором, а саме при  $M_{s,y}^{exp} = 18.4 \text{ кН}\times\text{м}$ . Різниця між теоретичним значенням згинального моменту при вичерпанні несучої здатності балок і експериментальним складає 7.6% в сторону заниження теоретичних величин і допускає застосування даної методики розрахунку.

Фізичне руйнування за теоретичним розрахунком відбулось при моменті  $M_{ult}^{th} = 17 \text{ кН}\times\text{м}$ , що менше від експериментального значення  $M_{ult}^{exp} = 23.5 \text{ кН}\times\text{м}$  на 27.6%.

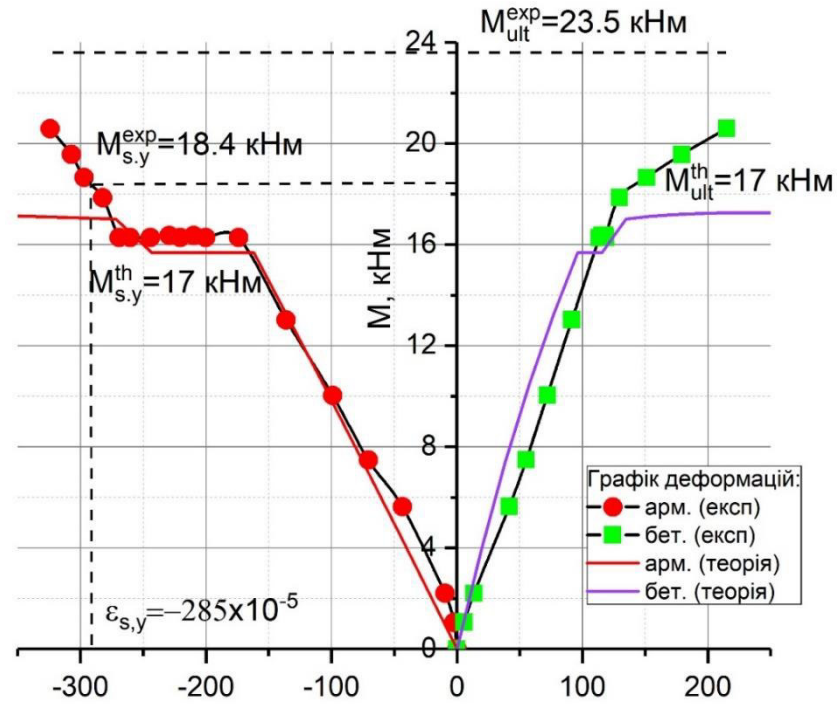


Рис. 4.15. Теоретичні та експериментальні графіки „згинальний момент-відносні деформації” для розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\*

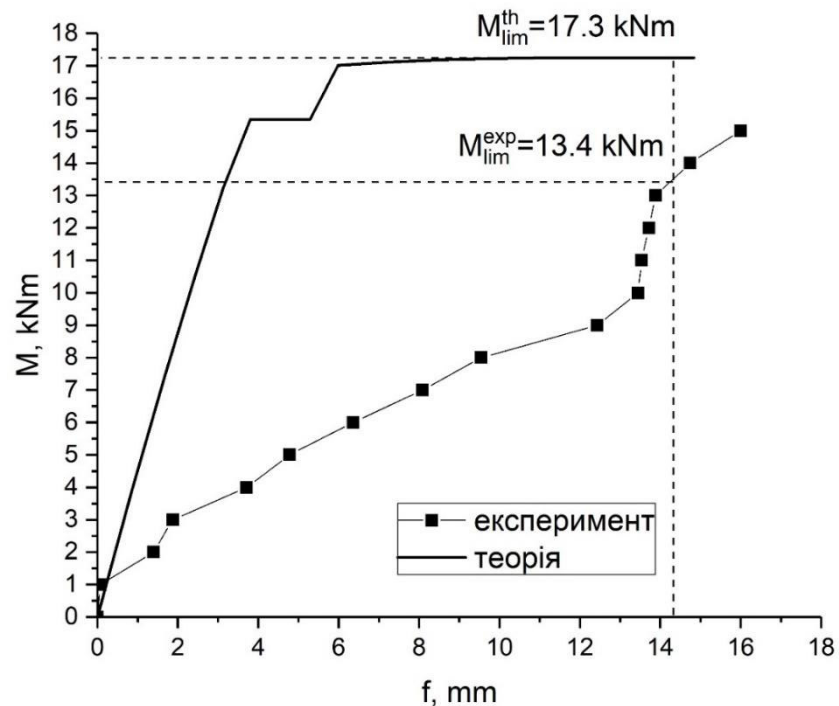


Рис. 4.16. Графіки „момент-прогин” теоретичного розрахунку (теорія) у порівнянні з експериментальними величинами (експеримент) балок БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\*

Згідно теоретичного розрахунку прогинів зразків БП-1.9-0.5\* та БП-1.10-0.5\* (рис. 4.16) встановлено, що досягнення граничних значень відбулось при згинальному моменті  $M_{lim}^{th} = 17.3$  кН×м, що більше від експериментальної величини  $M_{lim}^{exp} = 13.4$  кН×м на 29%. Теоретичні значення є більшими від експериментальних, а дану методику можна застосовувати для розрахунку таких конструкцій.

Зразки БП-1.11-0.7 та БП-1.12-0.7 виявилось неможливим розрахувати за деформаційною моделлю. При початковому рівні навантаження пошкодження 70% від несучої здатності контрольних зразків деформації пошкодженої робочої арматури за умови зменшення з площі діаметра 20 мм до площі діаметра 16 мм досягають початку межі текучості, тому обчислення даних зразків згідно деформаційної моделі неможливе.

Зразки БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5 належать до 3-ї серії з робочою арматурою діаметром 22 мм. Пошкодження виконували при початковому рівні навантаження 50% від контрольних непошкоджених зразків з робочою арматурою діаметром 20 мм. Робочу арматуру пошкоджували до відповідної площі робочої арматури діаметра 16 мм. Теоретичний розрахунок даних балок наведено на рис. 4.17.

Встановлено, що теоретичне вичерпання несучої здатності відбулось при моменті  $M_{s,y}^{th} = 19.9$  кН×м, що менше від експериментальної величини  $M_{s,y}^{exp} = 21.8$  кН×м на 8.7% та дозволяє використовувати вдосконалену методику розрахунку за деформаційною моделлю для таких конструкцій. Фізичне руйнування зразків згідно теоретичного розрахунку відбулось внаслідок досягнення граничних деформацій бетону найбільш стиснутох фібри при згинальному моменті  $M_{ult}^{th} = 19.9$  кН×м, що менше від експериментально визначеного моменту  $M_{ult}^{exp} = 25.9$  кН×м на 23%.

Досягнення граничного прогину для зразків БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5 згідно результатів розрахунків за деформаційною моделлю відбувається при згинальному моменті  $M_{lim}^{th} = 20.3$  кН×м. Експериментальний згинальний момент при досягненні

граничного прогину складав  $M_{lim}^{exp} = 23 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , що більше від теоретичного на 11.7%.

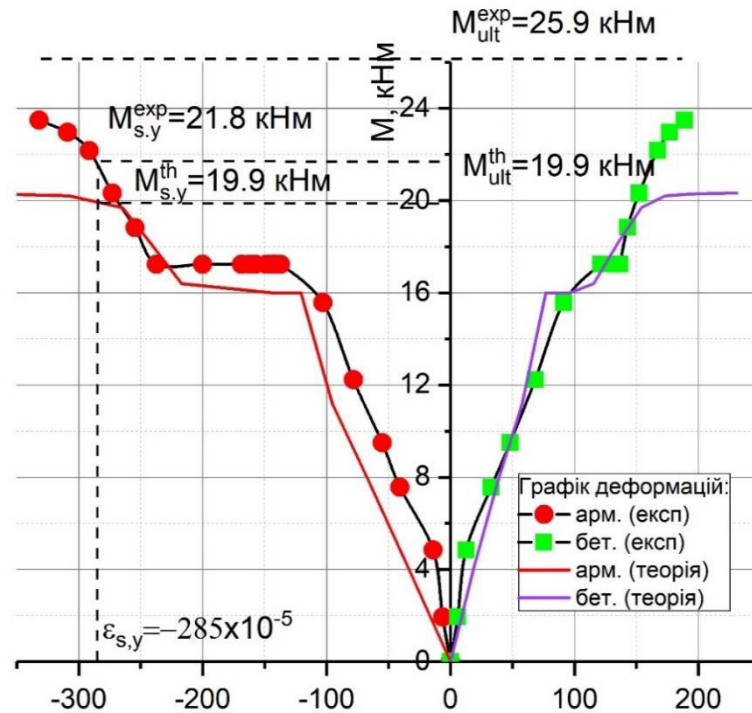


Рис. 4.15. Теоретичні та експериментальні графіки „згинальний момент-відносні деформації” для розтягнутої арматури та найбільш стиснутої фібри бетону для балок БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5

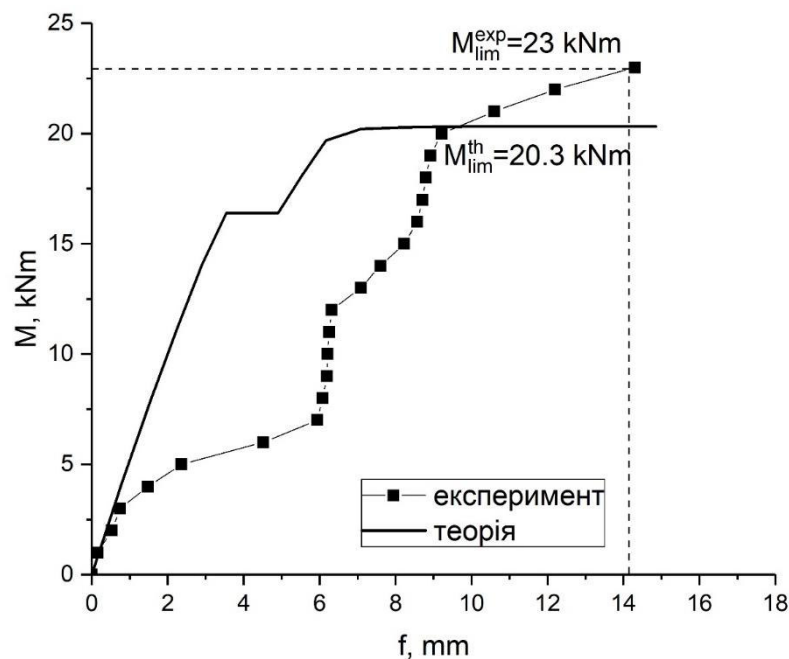


Рис. 4.16. Графіки момент-прогин теоретичного розрахунку (теорія) у порівнянні з експериментальними величинами (експеримент) балок БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5

З аналізу теоретичного розрахунку в порівнянні з експериментальними величинами можна зробити висновок, що деформаційна модель розрахунку з достатньою точністю дає результати розрахунку вичерпання несучої здатності залізобетонних балок без пошкодження та з пошкодженням робочої арматури без дії навантаження, а також за вдосконаленим алгоритмом розрахунку з врахуванням дії рівня навантаження з достатньою точністю виконує розрахунок вичерпання несучої здатності зразків, пошкоджених при дії різного рівня навантаження. Проте, не дозволяє виконувати розрахунок пошкоджених при високих рівнях (70% від несучої здатності контрольних непошкоджених зразків) навантаження, внаслідок досягнення початку межі текучості при даному рівні навантаження пошкодженої арматури з відповідною меншою площею поперечного перерізу розтягнутої арматури. Теоретичний розрахунок за вичерпанням несучої здатності дає менші від експериментальних величини згинальних моментів, що забезпечує надійність розрахунку таких конструкцій. Результати за вичерпанням несучої здатності зразків зведено в таблицю 4.1.

Відхилення експериментальних величин від теоретичних за несучою здатністю досліджених залізобетонних балок при досягненні деформацій текучості основної арматури (вичерпання несучої здатності) для контрольних непошкоджених зразків складало 2.9...5.0% в сторону зниження теоретичних величин, що забезпечує надійність розрахунку згідно деформаційної моделі, та дозволяє використання в практиці. Для пошкоджених зразків без дії навантаження відхилення складало 11% в сторону зниження теоретичних величин і так само дозволяє використання в практиці розрахунку за деформаційною моделлю. Для зразків пошкоджених при дії навантаження розбіжність теоретичного розрахунку та експериментальних величин складало 7.6...11%, для окремих балок до 20.9% в сторону зниження теоретичних величин, що підтверджує можливість використання в практиці запропонованої вдосконаленої методики розрахунку за деформаційною моделлю для зразків пошкоджених при дії навантаження.



**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, $M_S^{th}$	
	середнє		
КБ-1.1 та КБ-1.2	24.2	23.5	2.9
БП-1.3 та БП-1.4	18.1	16.1	11.0
БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3	21	17.1	18.6
БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5	21.5	17	20.9
БП-1.9-0.5* та БП-1.10-0.5*	18.4	17	7.6
КБ-2.13 та КБ-2.14	16.9	16.1	5.0
БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5	21.8	19.9	8.7

Результати розрахунку за критерієм досягнення граничних деформацій бетону (фізичне руйнування) у порівнянні з експериментальним фізичним руйнуванням наведено в табл. 4.2. Слід відмітити, що для непошкоджених зразків згідно експериментальних та теоретичних результатів руйнування відбулось після досягнення граничних деформацій бетону та супроводжувалось крихким руйнуванням стиснутої зони бетону.

У зразках з пошкодженням робочої арматури експериментальне руйнування відбулось внаслідок розриву стержнів, а теоретичний розрахунок показує, що руйнування відбулось внаслідок досягнення граничних деформацій найбільш стиснутої фібри бетону. Це пояснюється тим, що робоча арматура була пошкоджена в одному локальному місці, а не по всій довжині „чистого згину”. При цьому, наявність значних деформацій розтягу, починаючи від межі текучості і на

ділянці пластичності була тільки в місці пошкодження, що і приводило до розриву арматури. Необхідно зауважити також, що отвори в арматурних стержнях, які моделювали пошкодження, є своєрідними концентраторами напружень, що теж впливало на наявний характер вичерпання несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури. Крім цього деформаційна модель не враховує наявності термічно-зміцненого шару арматури і неоднорідність поперечного перерізу арматури (це важливо при наявності пошкоджень).

Таблиця 4.2

**Міцність балок по критерію досягнення граничних деформацій стиску бетону (фізичне руйнування)**

Шифр зразка	Момент, що відповідає граничним деформаціям бетону або розриву робочої арматури (фізичне руйнування), кН×м		Відхилення експериментального значення від теоретичного, %
	Експеримент, $N_c^{exp}$	теоретичний розрахунок, $N_c^{th}$	
	середнє		
КБ-1.1 та КБ-1.2	31.1	23.5	24.4
БП-1.3 та БП-1.4	23.5	16.1	31.5
БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3	25.7	17.1	33.0
БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5	25.5	17	33.3
БП-1.9-0.5* та БП-1.10-0.5*	23.5	17	27.6
КБ-2.13 та КБ-2.14	21	16.1	23.3
БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5	25.9	19.9	23.0

За критерієм досягнення граничних деформацій бетону або розриву стержнів арматури (фізичне руйнування) для контрольних непошкоджених зразків відхилення експериментальних величин від теоретичних складало 23.3...24.4%, для пошкоджених зразків без дії навантаження – 31.5%, а для зразків пошкоджених при дії навантаження такі відхилення склали 23.2...33.5%. Вцілому,

експериментальні значення вичерпання несучої здатності балок перевищують теоретичні, що забезпечує надійність та безпеку конструкції.

Результати розрахунку по досягненню граничних прогинів наведено в табл. 4.3. Розрахунок проводився, згідно деформаційної моделі за алгоритмом, поданим в даній дисертаційній роботі.

Таблиця 4.3

### Міцність балок по критерію досягнення граничних прогинів

Шифр зразка	Момент, що відповідає граничним прогинам, кН×м		Відхилення експериментального значення від теоретичного, %
	Експеримент, $N_c^{exp}$	теоретичний розрахунок, $N_c^{th}$	
	середнє		
КБ-1.1 та КБ-1.2	18.1	23.5	-29.83
БП-1.3 та БП-1.4	16.9	16.3	3.55
БП-1.5-0.3 та БП-1.6-0.3	15.9	17.2	-8.18
БП-1.7-0.5 та БП-1.8-0.5	18.6	17.3	6.99
БП-1.9-0.5* та БП-1.10-0.5*	13.4	17.3	-29.10
КБ-2.13 та КБ-2.14	14.8	16.3	-10.14
БП-3.15-0.5 та БП-3.16-0.5	23	20.3	11.74

В результаті розрахунків відхилення теоретичних величин прогинів від експериментальних в контрольних непошкоджених зразках становило 10.1..29.9%, що дозволяє використовувати розрахунок за деформаційною моделю в практиці. У зразках пошкоджених без дії навантаження таке відхилення складало 3.6%. У зразках, пошкоджених при дії навантаження відхилення теоретичних результатів розрахунку від експериментальних складало 7...11.7% в сторону як зниження так і завищення експериментальних та теоретичних величин. Слід відмітити, що відхилення зразків пошкоджених при 50% рівні навантаження з більшою кількістю ділянок пошкоджень (5 в порівнянні з 1 для більшості зразків) таке відхилення

склало 29.1%. Це все пояснюється специфікою пошкоджень лише в локальних місцях стержнів та відповідно наявністю концентраторів напружень в робочій арматурі.

В цілому, результати розрахунків можна покращити шляхом використання дійсних фізико-механічних характеристик термічно-зміцненої робочої арматури з врахуванням їх зміни при пошкодженнях, оскільки термічно-зміцнений шар має вищі фізико-механічні характеристики в порівнянні з серцевиною арматурних стержнів.

#### 4.4.Висновки з розділу 4

1. Запропоновано методику розрахунку залізобетонних згинальних елементів за деформаційною методикою діючих норм, згідно з якою на першому етапі виконується розрахунок з поступовим збільшенням навантаження до пошкодження робочої арматури за відповідним алгоритмом, на другому етапі ведеться розрахунок при отриманні пошкоджень робочої арматури та при подальшому навантаженні. При цьому, за розробленим алгоритмом розрахунку, визначаються деформації арматури, бетону, прогини, а також вичерпання несучої здатності.
2. Аналіз отриманих результатів показує, що запропонована методика із задовільною із експериментальними даними збіжністю дозволяє визначати деформації бетону та арматури із врахуванням пошкоджень. Запропонована методика дозволяє також із задовільною точністю визначати вичерпання несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури за дії навантаження.
3. Визначені за запропонованою методикою прогини залізобетонних балок із задовільною збіжністю узгоджуються із експериментальними даними.
4. В цілому, аналіз отриманих результатів теоретичних досліджень та їх задовільна збіжність із експериментальними даними дозволяє використовувати запроповану методику на базі деформаційної моделі для розрахунку залізобетонних згинальних конструкцій з пошкодженнями робочої арматури, отриманими за дії навантаження.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В дисертаційній роботі вирішено актуальну науково-прикладну задачу щодо визначення несучої здатності та деформативності згинальних залізобетонних елементів, які отримали пошкодження розтягнутої робочої арматури 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 наступні:

1. За час експлуатації залізобетонні конструкції отримують пошкодження, які погіршують їх характеристики і впливають на напружено-деформований стан. Одним з найбільш характерних дефектів є пошкодження арматури, які зменшують її поперечний переріз і, як наслідок, несучу здатність та експлуатаційну придатність залізобетонних конструкцій. Однак, аналіз виконаних досліджень, як в нашій країні, так і за кордоном показує, що недостатньо вивчено питання впливу на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій пошкоджень арматури, отриманих за дії навантаження.

2. Розроблено програму та методику експериментальних досліджень залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури, отриманими за дії навантаження, а також арматурних стержнів з різного роду пошкодженнями поперечного перерізу.

3. Експериментальними випробуваннями арматурних стержнів з різного роду пошкодженнями поперечного перерізу показано, що вони впливають на зміну діаграм  $\sigma - \epsilon$  та зменшують фізико-механічні характеристики арматурних стержнів, що, як наслідок, може впливати на несучу здатність та експлуатаційну придатність залізобетонних конструкцій. Крім цього, експериментальними випробуваннями дослідних зразків арматури встановлено, що зовнішні термічно-зміцнені шари арматури мають вищі фізико-механічні властивості сталі в порівнянні із серцевиною, в якій відсутній ефект термічного зміцнення. Цей фактор необхідно враховувати при визначенні несучої здатності залізобетонних балок з корозійними

пошкодженнями робочої арматури, адже при повному чи частковому знищенні зовнішнього термічно-зміцненого шару арматурних стержнів їх фізико-механічні характеристики значно зменшуються.

4. Виконаними експериментальними дослідженнями встановлено параметри міцності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних балок з пошкодженнями робочої розтягнутої арматури за дії навантаження різної інтенсивності: 0,3; 0,5; 0,7 від дії згинального моменту, при якому настає вичерпання несучої здатності.

5. При поступовому зменшенні поперечного перерізу розтягнутої арматури за дії навантаження відбувається збільшення деформацій як арматури, так і бетону по висоті перерізу конструкції, при цьому за подальшого збільшення навантаження кінцева несуча здатність залізобетонних балок зменшується в порівнянні із зразками з непошкодженою арматурою. Кінцева несуча здатність зменшується практично пропорційно від зменшення площі робочої арматури.

6. Вичерпання несучої здатності залізобетонних балок без пошкодження робочої арматури відбувалось внаслідок досягнення межі текучості робочої арматури і після поступового збільшення навантаження досягнення бетоном крайньої фібри граничних деформацій та його роздробленням. В залізобетонних балках з пошкодженою за дії навантаження арматурою із збільшенням навантаження вичерпання несучої здатності відбувалось внаслідок досягнення межі текучості робочої арматури, а після подальшого збільшення навантаження відбувався розрив робочої арматури без роздроблення бетону стиснутої зони. Це пояснюється тим, що пошкодження арматури виконувалось в одному локальному місці шляхом висверлювання отвору, який крім цього в свою чергу служив концентратором напружень.

7. Залізобетонні балки з робочою арматурою  $\varnothing 20A500C$ , площа якої шляхом пошкодження зменшувалась до площі стержнів  $\varnothing 16A500C$  мали кінцеву несучу здатність на 3.7...25.2 % вищу від залізобетонних балок армованих стержнями  $\varnothing 16A500C$  без пошкоджень. Це пояснюється тим, що під час пошкодження стержнів  $\varnothing 20A500C$ , шляхом висверлювання отворів, в більшій мірі

пошкоджувалась серцевина з меншими фізико-механічними характеристиками і в меншій мірі пошкоджувався зовнішній термічно-зміцнений шар із вищими фізико-механічними характеристиками.

8. Аналіз отриманих результатів показує, що у випадку використання термічно-зміцненої арматури при її пошкодженні необхідно врахувати наявність зовнішнього термічно-зміцненого шару поперечного перерізу стержнів та внутрішньої серцевини з нижчими фізико-механічними властивостями. При частковому чи повному пошкодженні зовнішнього термічно-зміцненого шару арматурних стержнів їх фізико-механічні властивості характеристиками зменшуються, що впливає на кінцеву несучу здатність конструкцій.

9. Прогини залізобетонних балок при збільшенні навантаження зростали практично лінійно до появи тріщин і з дещо більшою інтенсивністю після їх появи. Під час пошкодження арматури за дії певного рівня навантаження прогини практично не змінювались, оскільки, пошкоджувалась арматура в одному локальному місці і зменшувалась жорсткість лише одного перерізу. Після зростання навантаження в залізобетонних балках з пошкодженою арматурою прогини зростали до досягнення граничних значень, визначених за діючими нормами.

10. Запропоновано методику розрахунку залізобетонних згинальних елементів за деформаційною моделлю діючих норм, згідно з якою на першому етапі виконується розрахунок з поступовим збільшенням навантаження до пошкодження робочої арматури за відповідним алгоритмом, на другому етапі ведеться розрахунок при отриманні пошкоджень робочої арматури та при подальшому навантаженні. При цьому, за розробленим алгоритмом розрахунку, визначались деформації арматури, бетону, прогини, а також вичерпання несучої здатності.

11. Аналіз отриманих результатів показує, що запропонована методика із задовільною збіжністю з експериментальними даними дозволяє визначати деформації арматури із врахуванням пошкоджень та бетону перерізу балок. Запропонована методика дозволяє також із задовільною точністю визначати



вичерпання несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури за дії навантаження.

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

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

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. 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.
2. Азізов Т.Н. Інженерний метод визначення міцності залізобетонних елементів коробчастого перерізу з нормальними тріщинами / Т.Н. Азізов, О.В. Мельник // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2012, – Вип. 45 – С. 3-11.
3. Акимова К.М., Иванов Ф.М. О защите арматуры от коррозии ингибиторами в агрессивных средах // Бетон и железобетон. – 1976. – №2. – С. 38-39.
4. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия с учетом ползучести – М.: Стройиздат, 1973. – 472с.
5. Алексеев С.Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне. – М.: Стройиздат, 1962. – 188с.
6. Алексеев С.Н. Проблемы нормирования защиты конструкций от коррозии // Бетон и железобетон. - 1988. - №11. - С. 21-22.
7. Алексеев С.Н., Васильев С.Г. Составы для пропитки бетона с целью защиты арматуры от коррозии // Коррозионностойкие бетоны и железобетонные конструкции. – М.: НИИЖБ. - 1981. - С. 75-81.
8. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шисель П. Долговечность железобетона в агрессивных средах. – М., 1990 – 316 с.
9. 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.
10. 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.

11. Андреюк Е.И. Микробная коррозия и ее возбудители. – К.: Наукова думка, 1980. – 111с.
12. Андрійчук О.В. Дослідження методів ремонту, а також підсилення конструкцій залізобетонних циліндричних резервуарів, які піддаються впливу агресивного середовища / О.В. Андрійчук, Р.В. Шмігель // Містобудування та територіальне планування. Науково-технічний збірник. – К., КНУБА, 2014. Випуск № 54, – с. 491-495.
13. Андрійчук О.В. Сталефібробетонні лотки водовідведення: монографія / О.В. Андрійчук, І.М. Ясюк // Луцьк, – РВВ Луцького НТУ, - 2017, - 150с.
14. Арутюнян Н.Х., Зевин А.А. Расчет строительных конструкций с учетом ползучести. – М.: Стройиздат, 1988. – 257с.
15. Астафьев Д.О. Расчет реконструируемых железобетонных конструкций. СПб.: СПб гос. архит.– строит. уни-т, 1995. 158 с.
16. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. – М.: Стройиздат, 1981. – 464с.
17. Ахвердов И.Н. Технология железобетонных изделий и конструкций специального назначения. – Минск: Навука і тэхніка, 1993. – 239с.
18. Бабич Є., Крокус Ю., Панчук Ю. Поведінка зігнутих підсилених бетонних елементів змішаним зусиллям під малим циклічним навантаженням // Зб. наук. праць: Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – Львів: Каменяр, 2000. – вип. 4. – С.232-239.
19. 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.
20. Бабич Є.М. Робота і розрахунок несучої здатності згинальних залізобетонних елементів таврового профілю при дії повторних навантажень [Текст] / Є.М. Бабич, П.С. Гомон, С.В. Філіпчук. - Рівне – 2012: В-цтво НУВГП, 2012. – 108с.
21. Бабич, Є. М. Розрахунок нормальних перерізів залізобетонних балок з одиничним армуванням / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, В. В. Савицький, П. С.

- Гомон. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди – (25) – 2013 – 205-211.
22. Бабушкин В.Й. Влияние сульфида железа на стойкость к коррозии третьего вида // Бетон и железобетон. – 1990. - №10. – С.41-43.
  23. Бабушкин В.Й. Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетона. - М.: Стройиздат, 1968. - 187 с.
  24. Бабушкин В.Й., Кондращенко Е.В. Коллоидно-химические аспекты объемных изменений структуры при твердении и коррозии вяжущих и бетонов // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2002. – вип. 56. – С.61-69.
  25. Баженов В.А., Гуляр О.І., Рутковський В.А. Методика чисельного моделювання нелінійного деформування та руйнування просторових залізобетонних конструкцій // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. Кн. 1. – К.: НДІБК, 2003. – вип. 59. – С.157-162.
  26. Баженов Ю.М., Комар А.Г. Технология бетонных и железобетонных изделий. М.: Стройиздат, 1984. – 672с.
  27. Байков В.Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1981. - №5. – С.26-32.
  28. 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.
  29. Балявичюс Р., Дулинскас Е. Учет ползучести в расчетах железобетонных элементов // Бетон и железобетон. – 2002. - №1. – С.27-30.
  30. 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.
  31. 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.
32. 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.
  33. 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. – Вып. 59. – С. 121-130.
  34. Барашиков А.Я. Оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений. – К.: НМЦ Держнаглядохорпраці України, 1998. – 238с.
  35. Барашиков А.Я., Подольский Д.М., Сирота М.Д. Надежность восстанавливаемых и усиливаемых зданий и сооружений. Черкассы, 1993. – 44с.
  36. Барашиков А.Я., Сирота М.Д. Надійність будівель і споруд. К., УМКВО, 1993. – 212с.
  37. Батраков В. Г., Силина Е. С. Применение химических добавок - способ первичной защиты железобетона // Бетон и железобетон. -1990. - №3. - С. 11-12.
  38. Батраков В.Г. Бетоны, модифицированные кремнийорганическими олигомерами // Технология и долговечность железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ. - 1977. - С. 141-146.
  39. Батраков В.Г., Силина Е.С. Улучшение свойств бетонов добавками – продуктами нефтехимического синтеза // Изучение стойкости железобетона в агрессивных средах. – М. - 1980. - С. 35-39.
  40. Бережнов К.П., Филиппов В. В. Определение долговечности корродирующих строительных стальных конструкций промзданий // Изв. вузов. Строительство и архитектура. - 1988. - №1. - С. 17-21.

41. Бліхарський З. З. Методика досліджень залізобетонних балок з пошкодженнями отриманими за дії навантаження / З. З. Бліхарський, Б. Р. Турчин., П. І. Вегера, Т. М. Шналь // Теорія і практика будівництва. – 2017. – № 877. – С. 213–218.
42. Бліхарський З.З. Вегера П.І. Шналь Т.М. Експериментальні дослідження несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженнями / // Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат. 15-17 – 2019.
43. Бліхарський З.З. Вплив дефектів робочої арматури на несучу здатність залізобетонних балок / З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь, // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Серія: Теорія і практика будівництва. – 2018. – № 888. – С. 12–17.
44. Бліхарський З.З. Міцність залізобетонних балок із пошкодженнями, отриманими при експлуатаційному рівні навантаження / З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь, // Наука та будівництво. – 2018. - №2. – С61-67.
45. Бліхарський З.З. Несуча здатність залізобетонних балок з пошкодженим робочим армуванням / З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь, // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2018. - №35. – С167-174.
46. Бліхарський З.З. Особливості напружено деформованого стану залізобетонних балок, пошкоджених за дії навантаження/ З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь, // Вісник одеської державної академії Будівництва та архітектури. – 2018. - №69. – С16-21.
47. Бліхарський З.З., Вегера П.І., Шналь Т.М. Дослідження залізобетонних балок з пошкодженою робочою арматурою за дії навантаження // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції : робоча програма та тези доповідей II Науково-практичної конференції, 24-25 травня 2018 р., Київ - Київ : Фіктивне видавництво в Україні. – С. 45 – 48.

48. Большаков В.І., Дерев'яно В.М. Проблеми захисту будівельних конструкцій // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2002. – вип. 56. – С.300-305.
49. Бондаренко С.В., Санжаровський Р.С., Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий – М.: Стройиздат. – 1999. – 352 с.
50. Бондар В.О., Установлення фактичної міцності залізобетонних балок, що зазнають постійних локальних корозійних уражень арматури / В.О. Бондар, О.В. Степова, Л.В. Бондар // Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Вип. 5 (35) – 2012 – С.44 – 48.
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. Вегера П.І., Шналь Т.М., Бліхарський З.З. Деформативність залізобетонних балок, пошкоджених при дії навантаження // Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доповідей II Міжнародної конференції, 16-17 листопада 2017 р., Одеса - Одеса : Одеська Державна академія будівництва та архітектури. – С. 17 – 20.
53. Вербицький Г.П. Прочность и долговечность бетона в водной среде. – М. – 1976. – 128с.
54. 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.
55. 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.
56. 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.
57. Гвоздев А.А. Задачи и перспективы развития железобетона // Строительная механика и расчет сооружений. – 1981, №6.- с 14-17.
58. Голышев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. – К.: Логос. – 2001. – 172с.
59. 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.
60. ГОСТ 10180-78. Бетоны. Методы определения прочности на сжатие и растяжение. // В сб. Государственные стандарты СССР: Бетон и железобетонные изделия. Методы испытаний конструкций часть 3.-М., Изд. стандартов, 1980. – с 14, 78-101.
61. ГОСТ 10922-90 Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия. Государственный строительный комитет СССР Москва. 1990г.
62. ГОСТ 14452-80, ГОСТ 24544-81, ГОСТ 24545-81. Бетоны. Методы испытания. – М.; Изд. стандартов, 1981 – с 1-43.
63. ГОСТ 1497-84 Металлы. Методы испытаний на растяжение. – М.: Министерство черной металлургии СССР, 1997. – 28 с.
64. ГОСТ 1497-84 Металлы. Методы испытаний на растяжение. – М.: Министерство черной металлургии СССР, 1997. – 28 с.
65. ГОСТ 21616-91 Тензорезисторы. Общие технические условия . 1992, с 49.
66. ГОСТ 23009-78\*, Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Государственный строительный комитет СССР Москва. 1978г.



67. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности и модуля упругости М., Изд. стандартов, 1980. – с 21.
68. ГОСТ 24544-81 Бетоны. Методы определения деформаций ползучести и усадки. М.; Изд. стандартов, 1981. – с 23. Гуца Ю.П.,
69. ГОСТ 8829-27 Конструкции и изделия железобетонные сборные. Методы испытаний и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости. // В. сб. Государственные стандарты СССР: Бетон и железобетонные изделия. Методы испытаний конструкций часть 3.-М., Изд. стандартов, 1980. – с 312-331.
70. Грушно М.М., Дегтярева Э.В., Чибозо Зинсу, Маслов В.В. Обеспечение сохранности арматуры в бетоне на морской воде // Бетон и железобетон. - 1989. - №6. - С. 36-38.
71. ДБН В.1.2-14:2009 Загальні принципи забезпечення надійності і конструктивної безпеки будинків, споруд, будівельних конструкцій і основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с.
72. ДБН В.1.2-7:2008 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 53 с.
73. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 72 с.
74. Дорофеев В.С. Технологическая поврежденность строительных материалов и конструкций / В.С. Дорофеев, В.Н. Выровой. – Одесса: Город мастеров, 1998. – 168с.
75. Дрозд А.А. Коррозионная стойкость и защитные свойства бетона сухого формирования // Бетон и железобетон. – 1987. - №1. – С.43-45.
76. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Інститут чорної металургії НАН України 2006г.
77. ДСТУ Б В. 2.6-7-95 Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. К; Укрархбудінформ, 1997. – 30 с.

78. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
79. ДСТУ Б.В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с.
80. Егилина Я. Й. Химический способ пассивации стальной арматуры с коррозионными поражениями в бетоне// Строительство и архитектура. -1990. - №3. - С. 20-26.
81. Жидков Ю.Н. и др. Силполимер для коррозионостойких конструкций // Бетон и железобетон. - 1990. - №2. - С. 43-44.
82. Залесов А.С. Деформационная расчетная модель железобетонных элементов при действии поперечных сил. / А.С. Залесов // Инженерные проблемы современного железобетона. – 1995. – С. 113-120.
83. Зинина Е.А. Коррозионная стойкость бетонов с суперпластификатором // Исследование и применение бетонов с суперпластификаторами. – М. - 1982. - С. 79-86.
84. Зошук Н.И. Влияние пирита на коррозионную стойкость бетона и арматуры // Бетон и железобетон. – 1990. - №3. – С.28-30.
85. И.И. Улицкий, С.А. Ривкин, М.В. Самолетов. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). Издание третье, Киев-1972, 992 с.
86. 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.
87. Иванов Ф.Н., Дрозд Г.Я. Долговечность бетонных и железобетонных коллекторов // Бетон и железобетон. - 1989. - №12. - С. 32-38.
88. Карпенко Г.В. Физико-химическая механика конструкционных материалов // Избранные труды в 2-х томах. Том 1. – Киев: Наукова думка, 1985. – 227с.

89. Карпенко И.И. Общие модели механики железобетона. М; «Стройиздат», 1996. – 416 с.
90. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Карпенко Н.И.; М: «Стройиздат». – 1976. – 205с.
91. 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.
92. Карпюк В.М. Розрахункові моделі прогінних залізобетонних конструкцій при складному напружено - деформованому стані прио-порних ділянок: дис. д-ра техн. наук: 05.23.01 / Карпюк Василь Михайлович // Одеська держ. ак. буд-ва та арх.-ри. - Одеса, 2012. – 365 с. – Бібліогр.: С. 284-326.
93. Карпюк В.М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану (монографія) / В.М. Карпюк. – Одеса: ОДАБА, 2014. – 352 с. з іл. – ISBN № 978-617-7195-08-4.
94. Кизирия Г.В. О новой модификации наследственной теории старения / Г.В. Кизирия, Г.Н. Гвингидзе // АН ГССР. – 1981. – С. 117-120.
95. Киреева Е.Б. Исследование долговечности бетонов с химическими добавками // Автомобильные дороги и дорожное строительство. – К.: УТУ, 2000. - №59. – С.89-91.
96. Кінаш Р.І. Оцінка надійності залізобетонних конструкцій. Будівельні конструкції. Зб. наукових праць, вип. 51, К; НДІБК, 1999. – с. 180 - 187.
97. Клименко Є. В. Несуча здатність пошкоджених стиснутих бетонних елементів / Є. В. Клименко, Т. О. Дуденко, Г. М. Мустафа // Одеська державна академія будівництва та архітектури, Будівельні конструкції – Вип. 78(1)– 2013 – С. 240-249.
98. Клименко Є.В. Розрахунок надійності прогінних залізобетонних елементів за міцністю нормальних перерізів / Є.В. Клименко, В.М. Карпюк, О.А. Агаєва // Наука та будівництво / науково-технічний, виробничий та інформаційно-

- аналітичний журнал – Київ: ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», № 1 (15), 2018, С. 50–57.
99. Клименко Є.В. Технічний стан будівель та споруд /Клименко Є.В. – Одеса: ОДАБА, 2010. – 284 с.
100. Клименко Є.В., Характер руйнування пошкоджених таврових балок / Є.В. Клименко, О.С. Чернєва, Арез Мохаммед Ісмаел // ОДАБА – 2013 – С 179-183.
101. Клименко Ф.Е., Барабаш В.М. Исследование прочности и деформативности сталежелезобетонных изгибаемых элементов с листовой сталью на тяжелом и легком бетонах. // Бетон и железобетон, 1972, №8, с. 5-6.
102. Климов Ю.А., Дослідження зчеплення арматури з підвищеною корозійною стійкістю з бетоном / Ю.А.Климов, П.С.Боденчук, О.С.Солдатченко // Київський національний університет будівництва і архітектури – 2011 – С.454 - 460.
103. Климуш М.Д., Кваша В.Г., Мельник І.В. Випробовування та оцінка ефективності підсилення мостових балок за ТП вип. 56 наклеюванням композитних матеріалів // Вісник Національного університету «Львівська політехніка»: Теорія і практика будівництва. – Львів,2002. - №441є. – С.100-107.
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.
105. 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.
106. 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.
107. Красовская Г.М., Суриков И.Н., Ивченко А.В., Чайковский О.А. Стойкость против коррозионного растрескивания арматурной стали класса Ат-IV С // Строительство и архитектура. - 1989. - №2. - С. 15-17.
108. Кривенко П.В. Современные проблемы долговечности бетона: состояние и перспективы // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2002. – вип. 56. – С.15-27.
109. 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.
110. Крупченко О.А. Розрахунок міцності нормальних перерізів сталі залізобетонних балок / О.А. Крупченко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – 31 – Рівне, 2015 – С. 448-453.
111. Крылов С.М., Чижевский В.В., Особенности деформирования изгибаемых железобетонных элементов при разгрузках и повторных нагружениях. // Сб. Исследование железобетонных конструкций при статических повторных и динамических воздействиях. НИИЖБ, М; 1984 - с 71-81.
112. Кудинова В.Д., Елец Ю.Р., Удалова В.И. Коррозионная стойкость полимерсиликатных бетонов в сернокислой среде // Бетон и железобетон. - 1983. - №4. - С. 24-25.
113. Курогло А.С. Прогнозирование коррозионной стойкости бетонов на промышленных отходах: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.05 / - Днепропетровск, 1989. – 21 с.
114. Кутеладзе К.С, Габададзе Т.Г., Нергадзе Н.Г. Коррозия арматуры в напрягающем цементе, растворе и бетоне // Бетон и железобетон. - 1972. - №7. - С. 23-24.
115. Леонович С.Н. Трещиностойкость и долговечность бетонных и железобетонных конструкций. – Минск: «Тыдзень», 1999. – 264с.

116. Макарова В. А., Трубицина Л.Б., Михайлик А.Н. Изучение коррозии бетона на основе полимерсиликатного вяжущего// Изв. вузов. Строительство и архитектура. - 1983. - №8. - С. 55-58.
117. Мальганов А.И., Плевков В.С. и др. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. Изд. Томского Университета, Томск, 1989. – 88 с.
118. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. / Мандриков А.П.; Учебное пособие для строительных техникумов по спец. ПГС. – М. Стройиздат, 1979. – 419с.
119. Маркина Г.К., Чернявский В.Л. Исследование коррозионной стойкости цементного камня в условиях действия водных растворов, содержащих анионы  $SO_4^{2-}$ ,  $Cl^-$ ,  $HCO_3^-$ , // Изв. вузов. Строительство и архитектура. - 1981.- №11. - С. 87-90.
120. Марчюкайтис Г.В. О хрупкости бетона, пропитанного полимерами // Железобетонные конструкции. – Вильнюс - 1985. - №14. - С. 11-15.
121. Масюк Г.Х. Напружено - деформований стан похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів, що зазнають дії малоциклових знакозмінних навантажень / Г.Х. Масюк, О.І. Корнійчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: В-цтво НУВГП, 2008. – Вип. 17. – С. 204-211.
122. 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.
123. 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.
124. 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.
125. Мурашко Л.А., Касассбех Абдельмажид. Прочность и жесткость железобетонных изгибаемых элементов, усиленных полимербетонами. – К.:КГТУСА, 1998. – 60с.
126. Мурашов В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона (основы сопротивления железобетона) / Мурашов В.И.; М., 1950. – 267с.
127. 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.
128. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений., 1965.-342с.
129. Орешкович М. Structural reliability and evaluation of current state of construction / Орешкович, В. Задревич, Ж. Кос, Є.В. Клименко // Tehnički glasnik. Technical journal / Znanstveno-stručni časopis Sveučilišta Sreber. Scientific professional journal of University Nort. – Varaždin, 2015. –№ 4, pp. 426-431.
130. 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.
131. Писанко Г.Н. Предельная деформативность высокопрочного бетона при сжатии / Г.Н. Писанко, Е.Н. Щербаков // Строительные конструкции. Киев.: Будівельник. – 1971. – С. 105-108.
132. Похмурский В.И. Коррозионная усталость металлов. – М.: Metallurgia, 1985. – 206с.
133. Прокопович И.Е., Улицкий И.И. О теориях ползучести бетона. // Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1963, №10. – с. 13-34.

134. Прокопович І.Є. О теориях ползучести бетона / И.Е., Прокопович, И.И Улицкий // Изд. вузов. Строительство и архитектура. – 1963. – №10. – С. 13-34.
135. 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.
136. 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.
137. Ройтман А.Г. Теория надежности в строительном проектировании. М; изд АСВ, 1998. – 304 с.
138. Саввина Ю.А. Методика ускоренных испытаний на коррозионную стойкость при воздействии жидких агрессивных сред // Коррозионностойкие бетоны и железобетонные конструкции. – М.: НИИЖБ. - 1981. - С. 139-143.
139. Савицький М.В. Основи розрахунку надійності залізобетонних конструкцій в агресивних середовищах: Автореф. дис... д-ра. техн. наук: 05.23.01; 05.23.05 / Дніпропетровськ, 1994. – 41 с. Похмурский В.И. Коррозионная усталость металлов. – М.: Металлургия, 1985. – 206с.
140. Семко О. В. Методика ймовірнісного розрахунку трубо-бетонних конструкцій з пошкодженням трубо-оболонки / О.В. Семко, О.П. Воскобійник, І.О. Пархоменко // Збірник наукових праць ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – 2014.- Вип. 1(43). – С. 59-67.
141. СНиП 2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции, Госстрой СССР, Москва 1989. – 123 с.
142. 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



143. Филиппов В.В., Иванов П.М., Бережнов К.П. Влияние коррозии на надежность стальных строительных конструкций // Изв. вузов. Строительство и архитектура. - 1984.- №9. - С. 135-138.
144. Хило Е.Р., Попович Б.С. Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния. – Львов, Вища школа, 1976, - 146 с.
145. Цибаньов Г. В. Визначення втомного пошкодження матеріалів за ступенем вичерпання циклічної пластичності при експлуатаційному навантаженні / Г. Цибаньов, А. Новіков // Інститут проблем міцності імені Г.С. Писаренка НАН України, Тернопіль : Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя – 2015р. – С. 121-124.
146. Чернявский В.Л. Особенности адаптационно-коррозионного механизма взаимодействия железобетона с эксплуатационной средой // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. Кн. 1. – 2003. – вип. 59. – С.466-470.
147. Шарифов А., Колоно Г. Стойкость цементно-воластонитовых бетонов в сильноагрессивных средах// Изв. вузов. Строительство и архитектура.- 1991. - №9. - С. 59-62.
148. Шерстенкина Н.Ф., Леднева Н.П., Орбян В.В. Коррозионная стойкость полимерсиликатного керамзитобетона в сернокислотной среде // Бетон и железобетон. – 1983. – №7. – С. 23-24.
149. Шагин А.А.,БондаренкоС.В., Гончаренко Д.Ф.,Гончаров В.Б. Реконструкция зданий и сооружений. – М.: В.Ш.– 1991. – 352с.
150. A. Duan, J.G. Dai, W.L. Jin, Probabilistic approach for durability design of concrete structures in marine environments // J. Mater. Civil Eng. – 27 (2) – 2015.
151. A. Michel, B.J. Pease, M.R. Geiker, H. Stang, J.F. Olesen, Monitoring reinforcement corrosion and corrosion-induced cracking using nondestructive x-ray attenuation measurements // Cem. Concr. Res. – 41 (11) – 2011 – 1085–1094.
152. Babych E.M. Strength of Elements with Annular Cross Sections Made of Steel-fiber-Reinforced Concrete Under One-Time Loads / O.V. Andriichuk, E.M. Babych // Materials Science, Vol. 52, No. 4, New York - 2017, p. 509 – 513 (Scopus, WoS).

153. Blikharsky Zinoviy. The influence of the damaged reinforcing bars on the stress-strain state of the reinforced concrete beams/Taras Shnal, Roman Khmil// Production Engineering Archives. 2017, Vol. 14, p 23-26.
154. Brown R.D. Design Prediction of the Life for Reinforced Concrete in Marine and Other Chloride Environments. // Durability of Building Materials. - Amsterdam: Elsevier Scientific, 1982 - Vol 1. - P. 113-125.
155. C. Cao, M.M. Cheung, B.Y. Chan, Modelling of interaction between corrosioninducedconcrete cover crack and steel corrosion rate // Corros. Sci. – 69 – 2013 –97–109.
156. C. Fu, H. Ye, X. Jin, D. Yan, N. Jin, Z. Peng, Chloride penetration into concretedamaged by uniaxial tensile fatigue loading // Constr. Build. Mater. – 125 – 2016 – 714–723.
157. C. Fu, N. Jin, H. Ye, X. Jin, W. Dai, Corrosion characteristics of a 4-year naturallycorroded reinforced concrete beam with load-induced transverse cracks //Corros. Sci. – 117 – 2017 – 11–23.
158. C. Fu, X. Jin, H. Ye, N. Jin, Theoretical and experimental investigation of loadingeffects on chloride diffusion in saturated concrete // J. Adv. Concr. Technol. – 13 (1) – 2015 – 30–43.
159. D. Coronelli, P. Gambarova, Structural assessment of corroded reinforcedconcrete beams: modeling guidelines // J. Struct. Eng. – 130 (8) – 2004 – 1214–1224.
160. E.P. Kearsley, A. Joyce, Effect of corrosion products on bond strength andflexural behaviour of reinforced concrete slabs // J. South Afr. Inst. Civil Eng. – 56(2) – 2014 – 21–29.
161. 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.
162. EN 1992-1-1:2004 (E)/ Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules for buildings. – Brussels: GEN, 2004. – 226 p
163. Estoup J.M., Cabrillac R.: Corrosion of biological origin observed on concrete digesters. Construction and Building Materials, 4 (1997), 225-232.

164. 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.
165. G. Malumbela, M. Alexander, P. Moyo, Steel corrosion on RC structures undersustained service loads // *Eng. Struct* – 31 (11) – 2009 – 2518–2525.
166. G. Malumbela, P. Moyo, M. Alexander, Behaviour of RC beams corroded undersustained service loads // *Constr. Build. Mater.* – 23 (11) – 2009 – 3346–3351.
167. 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.
168. 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.
169. 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.
170. 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.
171. Hewlett P.C.: Assessment and Evaluation of Polymer-Based Repair Materials. *Concrete International*, 3 (1993), 39-41.
172. Hirne W.G.: The corrosion of steel - random thoughts and wishful thinking. *Concrete International*, 10 (1993), 54-57.
173. Hredil M.I., Toribio J. Corrosion resistance of prestressing steel wires // *Фіз.-хім. механіка матеріалів.* – 2014. – №5. – С. 39–43.
174. Jasiczak J.: Trwałość betonu w obiektach przesyłania i oczyszczania ścieków. *Przegląd Budowlany* 2 (1998), 17-20.
175. Klymenko Ye. Damaged circular columns: research and calculation / Ye. Klymenko. M. Orešković // University Nord, Korpivnica/Varaždin and Odessa state academy of civil engineering and architecture. - 2018 – S. 169.

176. Kubicki J., Zybura A.: Wpływ korozji stali zbrojeniowej na trwałość konstrukcji żelbetowych. *Ochrona przed Korozją*, 6. – 1998 – 154-161.
177. L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedferri, E. Redaelli, R.B. Polder, *Corrosion of Steel in Concrete: Prevention // Diagnosis, Repair*, John Wiley & Sons. – 2013.
178. L. Hariche, Y. Ballim, M. Bouhicha, S. Kenai, Effects of reinforcement configuration and sustained load on the behaviour of reinforced concrete beams affected by reinforcing steel corrosion // *Cem. Concr. Compos.* – 34 (10) – 2012 – 1202–1209.
179. Lin S.H. Chloride diffusion in a porous concrete slab -Corrosion (USA). -1990. - 4Б, № 12. -P. 961-967.
180. 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.
181. M. Otieno, H. Beushausen, M. Alexander, Chloride-induced corrosion of steel in cracked concrete–Part I: Experimental studies under accelerated and natural marine environments // *Cem. Concr. Res.* – 79 – 2016 – 373–385.
182. Orešković Matija Analysis of Damaged Concrete Columns of Circular Cross-Section / Matija Orešković, Yevgenii Klymenko, Aleksej Aniskin, Goran Kozina // *Technical gazette*, Vol.25 No.2 April 2018. Pages 337-343.
183. P.R. Roberge, *Handbook of Corrosion Engineering* // McGraw-Hill – New York, 1999.
184. 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.
185. Plum D.: The behavior of polymer material in concrete repair and factor influencing selection. *The Structural Engineer*, 68 (1990), 337-346.

186. Rybak M. Łagocła M.: Wzmacnianie mostów betonowych za pomocą przyklejanego zbrojenia zewnętrznego. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 1997, 41-50.
187. S.P. Yin, M.W. Na, Y.L. Yu, J. Wu, Research on the flexural performance of RCbeams strengthened with TRC under the coupling action of load and marineenvironment // *Constr. Build. Mater.* – 132 – 2017 – 251–261.
188. Suchan M.: Odporność korozyjna zbrojenia oraz ocena ubytków korozyjnych w konstrukcjach żelbetowych. Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji”, Ustroń, 1998, 249-261.
189. Suzuki K., Ohono Y., Prapartanatom S., Tamura H.: Mechanism of steel corrosion in cracked concrete. Proc. of 3rd SCI Int. Symposium on Corrosion of Reinforced Concrete, Elsevier Applied Science, London-New York, 1990, 12-28.
190. Tsukamoto M. Untersuchung zur Durchlässigkeit von fasernfreien und faserverstärkten betonbauteilen mit trennrissen – Berlin, 1994. – 84 p.
191. W. Zhu, R. François, Corrosion of the reinforcement and its influence on the residual structural performance of a 26-year-old corroded RC beam // *Constr. Build. Mater.* – 51 – 2014 – 461–472.
192. 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.
193. 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.
194. 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.
195. Wawrusiewicz A.: Ocena stanu korozyjnego zbrojenia betonowych obiektów mostowych w ciągu autostrady. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 1997, 59-66.

196. Weyers R.W., Liu T. Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures // *Cement and concrete research*. – 28(1998). - №3 (March). - P. 369-379.
197. X.H. Wang, X.H. Gao, B. Li, B.R. Deng, Effect of bond and corrosion within partial length on shear behaviour and local capacity of RC beam // *Constr. Build.Mater.* – 25 (4) – 2011 – 1812–1823.
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.
199. Y. Zhao, J. Dong, Y. Wu, H. Wang, X. Li, Q. Xu, Steel corrosion and corrosion induced cracking in recycled aggregate concrete // *Corros. Sci.* – 85 – 2014 – P. 241–250.
200. 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.
201. Y.F. Ma, Z.Z. Guo, L. Wang, J.R. Zhang, Experimental investigation of corrosion effect on bond behavior between reinforcing bar and concrete // *Constr. Build.Mater.* – 152 – 2017 – 240–249.



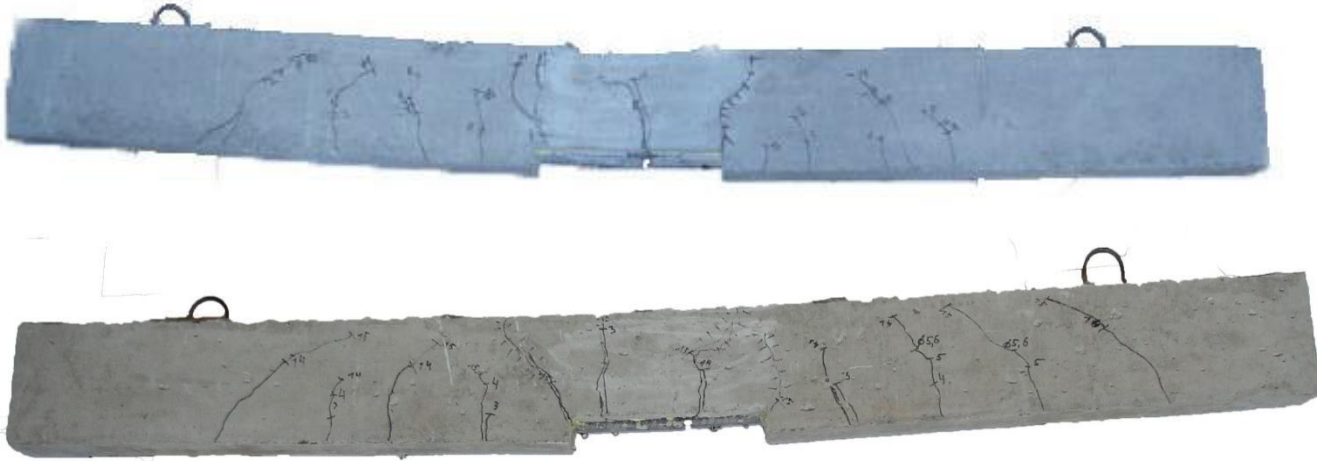


Рис. А.3. Характер утворення тріщин дослідних зразків  
БП-1.3 (зверху) та БП-1.4 (знизу)

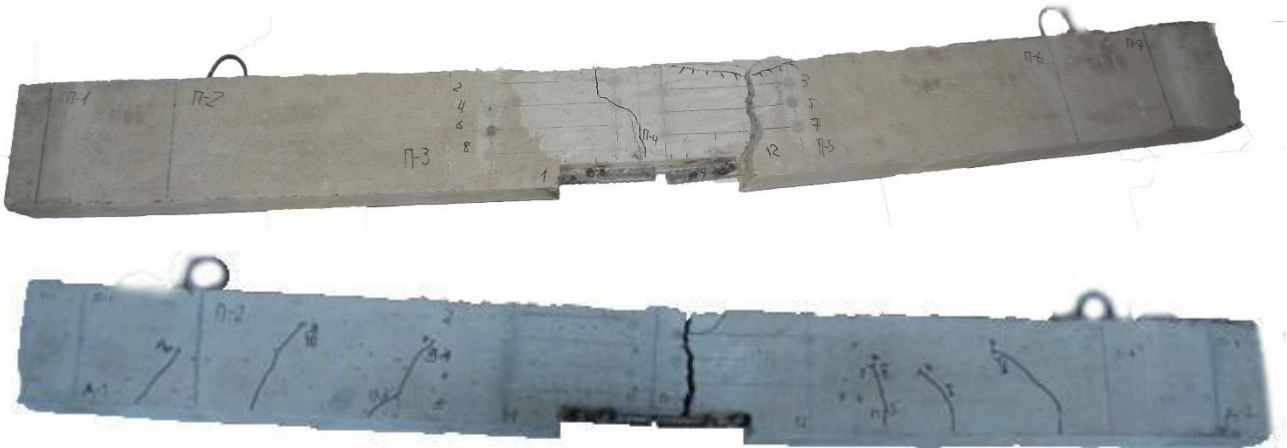


Рис. А.4. Характер утворення тріщин дослідних зразків  
БП-1.5-0.3 (зверху) та БП-1.6-0.3 (знизу)



Рис. А.5. Характер утворення тріщин дослідних зразків  
БП-1.7-0.5 (зверху) та БП-1.8-0.5 (знизу)





Рис. А.6. Характер утворення тріщин дослідних зразків  
БП-1.9-0.5\* (зверху) та БП-1.10-0.5\* (знизу)

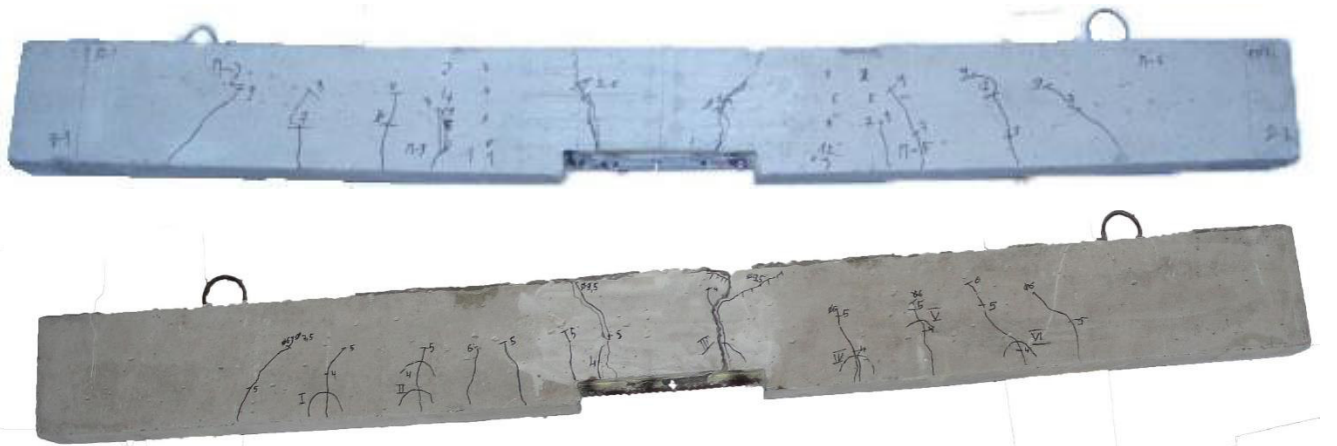


Рис. А.7. Характер утворення тріщин дослідних зразків  
БП-1.11-0.7 (зверху) та БП-1.12-0.7 (знизу)



Рис. А.8. Характер утворення тріщин дослідних зразків  
БП-3.15-0.5 (зверху) та БП-3.16-0.5 (знизу)

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

### Список публікацій здобувача

#### Публікації у наукових фахових виданнях України

1. Бліхарський З. З. Методика досліджень залізобетонних балок з пошкодженнями отриманими за дії навантаження / З. З. Бліхарський, Б. Р. Турчин., П. І. Вегера, Т. М. Шналь // Теорія і практика будівництва. – 2017. – № 877. – С. 213-218. *(Розроблено методику та програму експериментальних досліджень)*. (Index Copernicus).
2. Бліхарський З.З. Особливості напружено деформованого стану залізобетонних балок, пошкоджених за дії навантаження / З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь, // Вісник одеської державної академії Будівництва та архітектури. – 2018. - №69. – С16-21. *(Виконано експериментальні дослідження залізобетонних балок та аналіз отриманих результатів)*.
3. Бліхарський З.З. Несуча здатність залізобетонних балок з пошкодженим робочим армуванням / З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2018. - №35. – С167-174. *(Експериментальним шляхом визначено несучу здатність залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури)*.
4. Бліхарський З.З. Міцність залізобетонних балок із пошкодженнями, отриманими при експлуатаційному рівні навантаження / З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь // Наука та будівництво. – 2018. - №2. – С61-67. *(Експериментальним шляхом визначено несучу здатність залізобетонних балок з пошкодженнями робочої арматури за дії навантаження)*.
5. Бліхарський З.З. Вплив дефектів робочої арматури на несучу здатність залізобетонних балок / З.З. Бліхарський, П.І. Вегера, Т.М. Шналь // Вісник Національного університету „Львівська політехніка”. Серія: Теорія і практика будівництва. – 2018. – № 888. – С. 12-17. *(Розрахунковим шляхом з експериментальним підтвердженням встановлено вплив розміру пошкоджень робочої арматури на напружено-деформований стан залізобетонних балок)*.

#### Публікації у закордонних наукових періодичних виданнях

6. Zinoviy Blikharskyu. The influence of the damaged reinforcing bars on the stress-strain state of the reinforced concrete beams / Taras Shnal, Roman Khmil // *PRODUCTION*

*ENGINEERING ARCHIVES*. 2017, Vol. 14, p 23-26. (Експериментальні дослідження впливу пошкоджень арматури на параметри міцності залізобетонних балок). (Index Copernicus)

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

7. Бліхарський З.З., Вегера П.І., Шналь Т.М. Дослідження залізобетонних балок з пошкодженою робочою арматурою за дії навантаження // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції: робоча програма та тези доповідей II Науково-практичної конференції, 24-25 травня 2018 р., Київ - Київ: Фіктивне видавництво в Україні. – С. 45-48. (Виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок).

8. Вегера П.І., Шналь Т.М., Бліхарський З.З. Деформативність залізобетонних балок, пошкоджених при дії навантаження // Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доповідей II Міжнародної конференції, 16-17 листопада 2017 р., Одеса - Одеса: Одеська Державна академія будівництва та архітектури. – С. 17-20. (Виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок та аналіз їх деформацій).

9. Бліхарський З.З. Вегера П.І. Шналь Т.М. Експериментальні дослідження несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженнями // Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат. 15-17 травня 2019 р. Дубляни – Дубляни: Львівський національний аграрний університет. (Виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок та аналіз отриманих результатів).

**Апробація результатів дисертації.** Основні положення дисертаційної роботи доповідалися та обговорювалися на міжнародній науково-технічній конференції „Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону” (18-20 жовтня 2017, Полтава); на II-ій міжнародній конференції „Експлуатація та реконструкція будівель і споруд” (16-17 листопада 2017, Одеса); на II-ій науково-практичній конференції „Будівлі та споруди спеціального призначення, сучасні матеріали та конструкції” (24-25 травня 2018, м.Київ); на міжнародній науково-практичній конференції „Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектури села. Розробка інноваційних моделей екопоселень прикарпаття та Карпат” (15-17 травня 2019, Дубляни).





ТОВ «КАРПАТНАФТОХІМ»

вул. Промислова, 4, м. Калуш, 77306, Івано-Франківська обл., факс (03472) 60425, тел. (03472) 60148  
E-mail: mail@knh.com.ua, www.knh.com.ua

№ 057-27 Дата 28.11.2018

на № \_\_\_\_\_ від \_\_\_\_\_

## АКТ

## впровадження результатів науково-дослідної роботи

В ТОВ „КАРПАТНАФТОХІМ” разом зі співробітниками Національного університету „Львівська політехніка” виконувались роботи з обстеження, визначення технічного стану та розроблення проектних рішень по відновленню, підсиленню пошкоджених залізобетонних конструкцій. В 2017-2018 р. проведено обстеження залізобетонних конструкцій на об'єкті «Блок основних споруд з відстійниками №10» та технологічної естакади по кварталу №1 цеху паропостачання ТОВ "КАРПАТНАФТОХІМ".

При виконанні зазначених робіт були використані результати дисертаційної роботи **Бліхарського Зеновія Зіновійовича** на тему: "Міцність та деформативність залізобетонних балок з пошкодженням арматури при дії навантаження", а саме проведено оцінку зміни напружено – деформовано стану (НДС) залізобетонних конструкцій при наявності у них пошкоджень робочої арматури внаслідок корозії. Зазначена оцінка НДС дозволила прийняти оптимальні рішення при підсиленні, які лягли в основу розробленого проекту відновлення залізобетонних конструкцій естакади.

Начальник управління з промислової безпеки  
охорони праці та екології



Кучер В.В.

## Товариство з обмеженою відповідальністю "Інститут Проектування "КОМФОРТБУД"

Limited Liability Company COMFORTBUD Design Institute

79019, Україна, м. Львів, вул. Лемківська, 15  
 тел.: +38 (032) 235-08-70  
 факс: +38 (032) 235-09-70  
 04119, Україна, м. Київ, вул. Ілленка, 83Д  
 тел.: +38 (044) 233-62-05  
 http:// www.comfortbud.ua  
 e-mail: office@comfortbud.ua



15, Lemkivska St., 79019, Lviv, Ukraine  
 tel: +38 (032) 235-08-70  
 fax: +38 (032) 235-09-70  
 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 26009011196622 у ПАТ «Укрсоцбанк», м. Київ МФО 300023,  
 п/р 26004011003886 у ПАТ Кредобанк м. Львів МФО 325365  
 п/р 26001010444522 у ПАТ "Банк Восток" м. Дніпро МФО 307123

12.12.2018

## Довідка

## про впровадження науково-дослідних робіт

ТзОВ "Інститут проектування "Комфортбуд" при розробці проекту реконструкції на об'єкті: «Реконструкція четвертого поверху багаторівневого паркінгу ТЦ «Вікторія Гарденс» під офісні приміщення на вул. Кульпарківській, 226а у м. Львові» використало результати наукових досліджень отриманих при виконанні дисертаційної роботи **Бліхарського Зеновія Зіновійовича** на тему: "Міцність та деформативність залізобетонних балок з пошкодженням арматури при дії навантаження", а саме проведено аналіз параметрів напружено-деформованого стану залізобетонних балок, що перебувають під навантаженням та отримали корозійні пошкодження армування в процесі своєї експлуатації.

Директор



Вишневський А.П.