

Міністерство освіти і науки України

Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Механіко-технологічний факультет
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

магістра

(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему:

Напружено-деформований стан підсилених згинальних залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61

Спеціальності 8.06010101

Промислове і цивільне будівництво

(шифр і назва спеціальності)

Капічовський М.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник

к.т.н. Конончук О.П.

(наук ступінь, вч. звання, прізвище та ініціали)

Рецензент

_____ (наук ступінь, вч. звання, прізвище та ініціали)

РЕФЕРАТ

Дипломна робота присвячена дослідженню напружено-деформованого стану підсилених згинальних залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень.

Обсяг дипломної роботи – 116 сторінок, кількість рисунків - 30, таблиць - 28, джерел за переліком посилань – 70.

Актуальність теми. На сьогоднішній день, незважаючи на велику кількість досліджень, присвячених підсиленню конструкцій, пропозицій щодо врахування специфічних властивостей ефективних матеріалів та всіх видів навантажень що на них діють не достатньо. Використання різних матеріалів для підсилення вимагає відповідних способів розрахунку, які могли б відображати реальний напружено-деформований стан підсилених конструкцій. До сьогодні практично не існує відповідного узагальнення оцінювання міцності, тріщиностійкості та деформативності підсилених конструкцій при різних режимах навантажень. В Україні даним питанням почали займатися відносно недавно.

Взаємодія з іншими роботами. Дана робота є продовженням експериментально-теоретичних досліджень проведених Конончуком О.П. та Мельником С.В. під керівництвом к.т.н., доц. Борисюка О.П. на кафедрі інженерних конструкцій Національного університету водного господарства та природокористування (м. Рівне).

Мета роботи. Дослідити деформування стиснутого бетону та внутрішньої робочої арматури у згинальних залізобетонних елементах, підсилених шпренгельною системою за дії одноразового та малоциклового навантаження.

Завдання роботи:

- дослідити вплив малоциклових навантажень на зміну несучої здатності згинальних залізобетонних балок до та після їх підсилення;
- порівняти деформування бетону та внутрішньої сталеві арматури дослідних зразків за дії одноразового та малоциклового навантаження;
- дослідити зміну напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів, до та після їх підсилення;

- виконати розрахунок експериментальних зразків із використанням різних розрахункових моделей та провести порівняння отриманих результатів.

Наукова новизна одержаних результатів.

- встановлено, що підсилення згинальних залізобетонних елементів шпренгельною системою дає змогу використати повністю ресурс стиснутої зони бетону та збільшує несучу здатність дослідних зразків (від 10...30%) в залежності від кількості внутрішньої сталеві арматури.

- досліджено, що малоциклові навантаження впливають на роботу згинальних залізобетонних елементів, що призводять до зменшення несучої здатності непідсиленних та підсиленних дослідних зразків.

- встановлено, що деформації внутрішньої сталеві арматури та стиснутого бетону згинальних залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень до та після підсилення є аналогічним. Стабілізація деформацій у підсиленних зразках відбувається вже при 2-му повторенні циклу з однаковим рівнем навантаження.

- встановлено задовільну збіжність розрахунку згинальних залізобетонних балок по деформаційній моделі та методиці запропонованої в СНиП 2.03.01–84*.

Об'єкт дослідження. Згинальні залізобетонні балки, підсилені в розтягнутій зоні шпренгельною системою.

Предмет дослідження. Напружено-деформований стан нормальних перерізів згинальних залізобетонних балок, підсиленних шпренгельною системою у розтягнуті зоні.

Методи дослідження. Аналіз літературних джерел, аналіз експериментальних даних досліджень балок до та після підсилення, теоретичні дослідження, порівняння експериментальних та теоретичних даних.

Галузь застосування. Реконструкція, технічне переобладнання, ремонт, зміна функціонального призначення будівель та споруд.

Ключові слова: підсилення, бетон, арматура, згинальний елемент, малоциклові навантаження, напружено-деформований стан, відносні деформації, несуча здатність, деформаційна модель

ABSTRACT

This work is devoted to investigation of the deflected mode of bending amplified reinforced concrete elements under the action of small cyclic stress.

The size of the diploma work is 116 pages, 30 pictures, 28 tables and the sources for a list of references are 70 points.

Relevance of the topic. Nowadays, despite of the large number of research, which is devoted to strengthening designs, proposals to take account of the specific characteristics of effective materials and all kinds of loads acting on them is not enough. Using a variety of materials to enhance requires appropriate methods of calculation, which could reflect the actual stress – strained state of reinforced structures. Until now there is no proper generalization for assessing the strength, resistance to cracking and deformation structures reinforced with different modes of loads. In Ukraine, the following question was begun to explore recently.

Interaction with other works. This work is a continuation of experimental and theoretical studies what was conducted by Kononchuk O.P. and Melnyk S. V. under the supervision of Candidate of the exact sciences docent Borysyuk O.P. at the department of engineering constructions National University of Water Management and Natural Resources (Rivne).

Purpose. To investigate the deformation of compressed concrete and reinforcement in the inner working of flexural concrete elements reinforced with trussing system with a single action and small cyclic load.

The tasks of the work:

- Investigate the impact of the change small cyclic load carrying capacity of flexural reinforced concrete beams before and after reinforcement;
- Compare the deformation of concrete and the internal steel reinforcement prototypes for the actions of a single and small cyclic load;
- To investigate the change in the stress strain state of the bending of reinforced concrete elements before and after reinforcement;
- Perform calculations with experimental models using different computational models and to compare the results.

Scientific novelty of the obtained results.

- found that the flexural strengthening of reinforced concrete elements trussing system allows you to use the full resource compressed zone of concrete and increases the carrying capacity of prototypes (10 ... 30%) depending on the number of internal steel reinforcement.

- investigated, which was loading cycles affect the operation of the bending of reinforced concrete elements, leading to a decrease in bearing capacity is not strengthened and reinforced prototypes.

- found that the deformation of the internal steel reinforcement and compressed concrete flexural concrete elements under cyclic loads of little steps before and after amplification is similar. Stabilization deformations in reinforced samples takes place at the 2nd cycle of repeating the same level of stress.

- found a satisfactory convergence of the calculation of reinforced concrete beams in bending deformation models and methods proposed in the SNiP 2.03.01–84*

The object of the research. Bending – concrete beams, reinforced in the tension zone trussing system.

The subject of the research. Stress strain state of normal bending sections of reinforced concrete beams reinforced with trussing system in the stretch zone.

Methods of the research. The analysis of the literature, the analysis of the experimental data research of beams before and after amplification, theoretical studies, the comparison of experimental and theoretical data.

Scope. The reconstruction, refurbishment, repair, changing of the functional purpose of the buildings .

Keywords: *reinforcement , concrete , rebar , bending element, small cyclic loads, the stress strain state, relative deformation, load bearing capacity, deformation model.*

ЗМІСТ

ВСТУП.....	9
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ПІДСИЛЕННЯ РОЗТЯГНУТОЇ ЗОНИ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ	12
1.1. Методи підсилення згинальних залізобетонних елементів.....	12
1.2. Експериментально-теоретичні дослідження присвячені підсиленню згинальних залізобетонних елементів	14
1.3. Малоциклові навантаження в роботі згинальних залізобетонних елементів	19
1.4. Підсилені згинальні залізобетонні конструкції за дії малоциклових навантажень	22
1.5. Мета та задачі досліджень.....	25
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОЛІДЖЕНЬ	27
2.1. Конструкція дослідних зразків	27
2.2. Методика випробувань зразків та конструкція дослідної установки.....	28
2.3. Методика підсилення дослідних зразків	33
2.4. Механічні властивості матеріалів, з яких виготовлялись дослідні зразки.....	35
2.5. Висновки	39
РОЗДІЛ 3. НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ШПРЕНГЕЛЬНОЮ СИСТЕМОЮ	40
3.1. Порівняння несучої здатності дослідних зразків випробуваних одноразовим та малоцикловим навантаженням.	40
3.2. Деформування бетону стиснутої зони за дії одноразового та малоциклового навантаження.....	44
3.3. Деформування внутрішньої сталеві робочої арматури за дії одноразового та малоциклового навантаження.....	57
3.4. Висновки	69

РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ЗРАЗКІВ ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ РІЗНИХ РОЗРАХУНКОВИХ МОДЕЛЕЙ	72
4.1. Розрахунок дослідних балок із використанням деформаційної моделі..	72
4.2. Розрахунок дослідних балок за формулами СНиП 2.03.01 – 84*	77
4.3. Порівняння отриманих теоретичних даних з експериментальними	78
4.4. Висновки	79
РОЗДІЛ 5. ОБГРУНТУВАННЯ ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ.....	80
5.1. Визначення вартості підсилення шпренгельною системою.....	80
5.2. Висновки.....	85
РОЗДІЛ 6. СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА.....	86
6.1. Порівняння підсилення згинальних залізобетонних елементів.....	86
6.2 Висновки.....	91
РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	92
7.1. Охорона праці.....	92
7.1.1 Загальні положення охорони праці.....	92
7.1.2 Правила техніки безпеки при роботі в лабораторії.....	93
7.1.3 Загальні положення електрозварювальних робіт.....	95
7.1.4 Безпечна експлуатація електрозварювальних установок.....	95
7.2. Безпека в надзвичайних ситуаціях	98
7.3. Висновки.....	100
РОЗДІЛ 8. ЕКОЛОГІЯ.....	101
8.1 Актуальність охорони навколишнього середовища.....	101
8.2 Забруднення довкілля, що виникає у результаті виконання зварювальних робіт та механічному способі обробки металу.....	101
8.3 Заходи із зменшення забруднення довкілля.....	104
8.4. Висновки	106
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	107
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	109

ВСТУП

Значна частка будівель і споруд в Україні зведені із залізобетонних конструкцій. Забезпечити безаварійну та довготривалу експлуатацію будівель є одним з основних завдань будівельників. Під час експлуатації будівель та споруд не завжди дотримуються нормативних навантажень та визначеного терміну служби споруди. При експлуатації будівель та споруд трапляються випадки, коли їх конструкції (елементи конструкцій, або їх частини) через механічні пошкодження або певні негативні зовнішні впливи частково втрачають несучу здатність, тому потребують ремонту. Також не менш важливою є проблема якості будівельних матеріалів та робіт, що виконуються на будівельному майданчику. Через їх невідповідність нормам, зводяться нові будівлі, які, ще не вступивши в експлуатацію, потребують ремонту. Збільшити несучу здатність та жорсткість конструкцій можна, застосувавши підсилення. Потреба у підсиленні конструкцій може виникнути і тоді, коли відбувається перепрофілювання певної будівлі зі зміною технологічних ліній, впровадженням нової техніки, розширенням виробництва, що веде до збільшення навантаження на несучі конструкції.

Реконструкція і технічне переобладнання промислових об'єктів в порівнянні з новим будівництвом дозволяє суттєво зменшити капіталовкладення на одиницю виробничої потужності, скоротити в більшості випадків тривалість будівництва при значному покращенні якісних і техніко-економічних показників основного виробництва.

При проектуванні способів підсилення залізобетонних конструкцій перед проектувальником стоїть важливе завдання – як провести розрахунок підсилення щоб він максимально відповідав реальній роботі підсиленої конструкції. Важливою особливістю, яку необхідно враховувати є те, що підсилення в більшості випадків виконується при дії зовнішнього навантаження, принаймні від власної ваги конструкцій.

Актуальність теми. На сьогоднішній день, незважаючи на велику кількість досліджень, присвячених підсиленню конструкцій, пропозицій щодо врахування специфічних властивостей ефективних матеріалів та всіх видів навантажень що на

них діють не достатньо. Використання різних матеріалів для підсилення вимагає відповідних способів розрахунку, які могли б відображати реальний напружено-деформований стан підсилених конструкцій. До сьогодні практично не існує відповідного узагальнення оцінювання міцності, тріщиностійкості та деформативності підсилених конструкцій при різних режимах навантажень. В Україні даним питанням почали займатися відносно недавно.

Мало вивчені закономірності спільної роботи підсилення та конструкції, зокрема за дії малоциклового навантаження. Практично немає пропозицій щодо врахування початкових дефектів (тріщин, розшарувань, виколів тощо) у підсилюваній конструкції перед відновленням або підвищенням її несучої здатності. Тому подальші дослідження деформування стиснутого бетону і внутрішньої сталеві робочої арматури згинальних залізобетонних елементів, підсилених шпренгельною системою у розтягненій зоні, за дії на них одноразового та малоциклового навантаження різних рівнів, мають важливе теоретичне та практичне значення.

В останні роки відбувається перегляд чинних нормативних документів, розроблені нові Державні будівельні норми України з проектування залізобетонних конструкцій, зокрема у 2011 році вийшли ДБН В.2.6.-98:2009 та ДСТУ Б.В. 2.6-156:2010. Всі залізобетонні конструкції на сьогоднішній день які проектуються, підсилюються та виготовляються, мають відповідати вимогам даних норм.

Мета роботи. Дослідити деформування стиснутого бетону та внутрішньої робочої арматури у згинальних залізобетонних елементах, підсилених шпренгельною системою за дії одноразового та малоциклового навантаження.

Завдання роботи:

- дослідити вплив малоциклових навантажень на зміну несучої здатності згинальних залізобетонних балок до та після їх підсилення;
- порівняти деформування бетону та внутрішньої сталеві арматури дослідних зразків за дії одноразового та малоциклового навантаження;
- дослідити зміну напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів, до та після їх підсилення;

- виконати розрахунок експериментальних зразків із використанням різних розрахункових моделей та провести порівняння отриманих результатів.

Наукова новизна одержаних результатів.

- встановлено, що підсилення згинальних залізобетонних елементів шпренгельною системою дає змогу використати повністю ресурс стиснутої зони бетону та збільшує несучу здатність дослідних зразків (від 10...30%) в залежності від кількості внутрішньої сталеві арматури.

- досліджено, що малоциклові навантаження впливають на роботу згинальних залізобетонних елементів, що призводять до зменшення несучої здатності непідсилених та підсилених дослідних зразків.

- встановлено, що деформації внутрішньої сталеві арматури та стиснутого бетону згинальних залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень до та після підсилення є аналогічним. Стабілізація деформацій у підсилених зразках відбувається вже при 2-му повторенні циклу з однаковим рівнем навантаження.

- встановлено задовільну збіжність розрахунку згинальних залізобетонних балок по деформаційній моделі та методиці запропонованої в СНиП 2.03.01–84*.

Галузь застосування. Реконструкція, технічне переобладнання, ремонт, зміна функціонального призначення будівель та споруд.

Об'єкт дослідження. Згинальні залізобетонні балки, підсилені в розтягнутій зоні шпренгельною системою.

Предмет дослідження. Напружено-деформований стан нормальних перерізів згинальних залізобетонних балок, підсилених шпренгельною системою у розтягнуті зоні.

Методи дослідження. Аналіз літературних джерел, аналіз експериментальних даних досліджень балок до та після підсилення, теоретичні дослідження, порівняння експериментальних та теоретичних даних.

Взаємодія з іншими роботами. Дана робота є продовженням експериментально-теоретичних досліджень проведених Конончуком О.П. та Мельником С.В. під керівництвом к.т.н., доц. Борисюка О.П. на кафедрі інженерних конструкцій Національного університету водного господарства та природокористування (м. Рівне).

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ПІДСИЛЕННЯ РОЗТЯГНУТОЇ ЗОНИ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

1.1 Методи підсилення згинальних залізобетонних елементів

Методи підсилення згинальних залізобетонних елементів, що застосовуються у практиці, можна розділити на три основні групи. До першої групи відносяться методи підсилення зі зміною конструктивної і розрахункової схем, друга група включає методи підсилення без зміни схеми роботи конструкцій.

Третю групу складають методи підсилення обтисненням горизонтальними затяжками. Але, наприклад, створення наведеного обтиснення затяжками електротермічним способом пов'язано з істотними енергетичними витратами і технологічними складнощами.

У проекті реконструкції (ремонту, модернізації, відновлення) згинальних залізобетонних елементів, що передбачає їх підсилення розробляють кілька варіантів із застосуванням різних матеріалів для виявлення найефективнішого.

Для підвищення несучої здатності конструкцій і забезпечення їх надійної експлуатації можуть бути використані такі методи підсилення:

- збільшення площі поперечного перерізу окремих елементів конструкції;
- зміна конструктивної схеми всього каркаса або окремих елементів його внаслідок чого міняється розрахункова схема;
- регулювання напружень.

Кожен з цих методів може застосовуватися самостійно або в комбінації з іншим. При виборі методу підсилення і розробці проекту підсилення необхідно враховувати вимоги технології монтажу.

При конструктивному оформленні підсилення шляхом збільшення перерізів необхідно:

- забезпечити надійну спільну роботу елементів підсилення і підсилюваної конструкції, зокрема вимоги щодо місцевої стійкості (розміри звисів, відгинів) і

без викривлення перерізів (установка в необхідних випадках ребер, діафрагм та ін.);

- не приймати рішень, що утруднюють проведення заходів щодо антикорозійного захисту, особливо тих, що ведуть до щілинної корозії або утворення замкнутих порожнин, застосовуючи в необхідних випадках герметизацію щілин;

- призначати місця обриву елементів підсилення з умови роботи непідсиленних перерізів при дії розрахункових навантажень у пружній стадії, не допускаючи різких концентраторів напруження у вказаних місцях;

- враховувати наявність конструктивного оформлення вузлів, ребер жорсткості, прокладок та ін., а також допустимість збільшення габаритів будівельних конструкцій;

- забезпечувати технологічність виконання робіт з підсилення, зокрема доступність зварки, можливість свердління отворів, закручування болтів та ін.

При підсиленні конструкцій шляхом зміни конструктивної схеми потрібно:

- враховувати перерозподіл зусиль в конструкціях, елементах, вузлах, а також в опорах, включаючи додаткові перевірки фундаментів;

- враховувати різницю температур, якщо існуючі й нові конструкції можуть експлуатуватися в різних температурних режимах, а також температурний режим при замиканні статично невизначних систем;

- передбачати в конструктивних рішеннях елементів і вузлів можливість компенсації неспівпадання розмірів існуючих і нових конструкцій.

Метод підсилення конструкцій, що передбачає регулювання напружень, дозволяє зменшити зусилля, що діють в конструкції. Перевага його полягає також в тому, що підсилення може проводитися без розвантаження конструкції і зупинки технологічного процесу.

Елементи підсилення необхідно проектувати, як правило, орієнтуючись на повне виготовлення їх в заводських умовах. В особливих випадках допускається виготовлення деталей підсилення з певним запасом і подальшою обробкою на місці установки [1, 2].

1.2 Експериментально-теоретичні дослідження присвячені підсиленню згинальних залізобетонних елементів

Проаналізувавши праці вітчизняних та зарубіжних вчених, присвячені теоретичному та експериментальному вивченню роботи підсилених залізобетонних згинальних елементів, встановлено, що даною проблемою займалися: Б.А. Ашимов, А.Б. Барашиков, Є.М. Блалі, З.Я. Бліхарський, О.П. Борисюк, Б.А. Боярчук, А.П. Васільєв, Є.О. Гриневич, С.С. Давидов, Д.І. Дубіжанський, А. Касасбех, М.І. Кісілієр, В.Г. Кваша, О.П. Конончук, О.П. Кричевський, С.О. Кричевський, М.А. Мощанський, Л.А. Мурашко, С.М. Новікова, В.В. Потураєв, Ф.І. Рабінович, Я.В. Римар, А.К. Салеха, М.Ю. Смолянінова, О.П. Сунак, П.О. Сунак, Г.К. Хайдуков, О.Л. Шагін, та ін.

В роботах З.Я. Бліхарського і Я.В. Римара [3] наведено результати експериментальних досліджень міцності та характеру руйнування залізобетонних балок, підсилених при дії навантаження різного рівня шляхом нарощування робочої арматури. При аналізі результатів досліджень автори встановили, що із двох методів нарощування арматури, а саме приварювання стержнів арматури через коротиші і безпосередньо без застосування коротишів, другий метод конструктивно ефективніший.

Є.О. Гриневич [4] провів дослідження ефективності підвищення тріщиностійкості і несучої здатності залізобетонних однопрольотних шарнірно опертих статично визначених і багатопрольотних нерозрізних балок, що експлуатуються, локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою (рис. 1.1с). Принцип підсилення полягає у обтисненні додатковою зовнішньою арматурою не по всій довжині конструкції, а на ділянці дії істотних згинальних моментів. Проведені автором експериментальні дослідження показали, що локальне обтиснення додатковою арматурою однопрольотних залізобетонних балок у порівнянні з непідсиленими підвищило тріщиностійкість у 2,25...3,5 рази, несучу здатність у 1,4...1,5 рази, а також аналогічне підсилення двопрольотних залізобетонних балок у порівнянні з балками без підсилення підвищило величину навантаження тріщиноутворення в 1,7 рази, а несучу здатність в 1,4 рази.

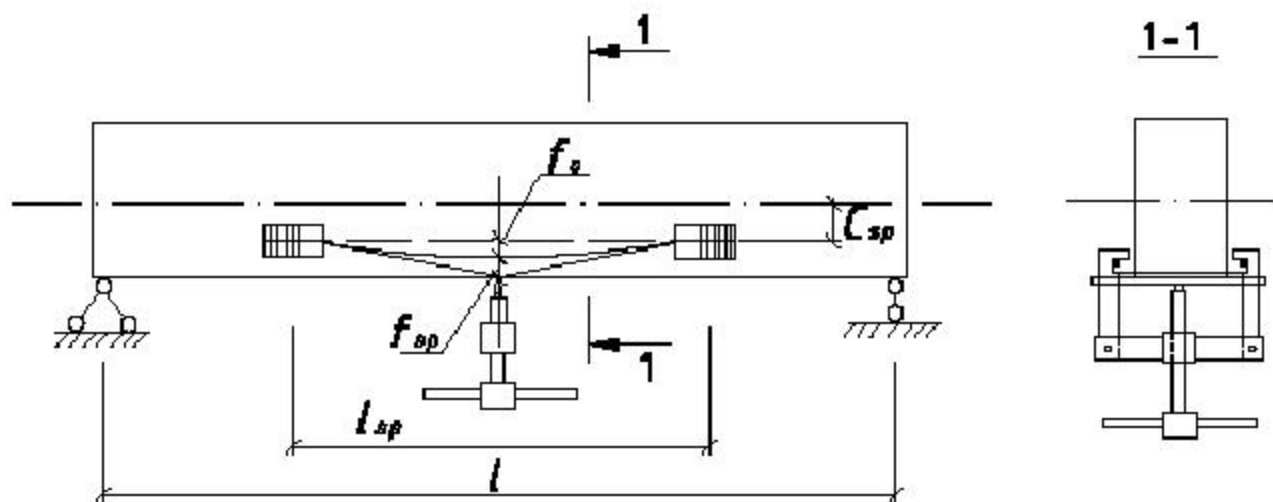


Рис. 1.1 – Локальне попереднє напруження додатковою арматурою криволінійного обрису

У дослідженнях О.І. Валового, О.Ю. Єрмоєнка та М.О. Валового [5, 6] представлено аналіз даних отриманих дослідниками при експериментальних випробуваннях балок підсиленних в стиснутій зоні, що дозволяє виявити спільні риси в роботі балок на всіх етапах навантаження. Останнє стало можливим завдяки тому, що підсилення балок відбувалося за схожою схемою, а саме підсиленню підлягав залізобетонний згинальний елемент прямокутного перерізу, який після улаштування шару підсилення змінював форму поперечного перерізу на таврову. Факторами, що підлягали зміні, залежно від мети експерименту, були матеріал шару підсилення, умови навантаження та стан зразка, а також спосіб улаштування надійного зчеплення “старого” та “нового” бетонів. Незважаючи на невеликі відхилення в характері руйнування підсиленних зразків, автори отримали загальний вид підсиленних зразків балок після руйнування, який дозволяє дослідити характер тріщиноутворення та руйнування зразків.

В результаті порівняння отриманих експериментальних результатів та теоретичних розрахунків встановлена деяка розбіжність. Такі неточності могли виникнути внаслідок відсутності конкретних вимог, щодо улаштування підсилення та не досконалості існуючих методів розрахунку. Єдині обмеження, які на сьогоднішній день існують полягають в тому, що клас бетону підсилення повинен бути не нижче класу бетону підсилюваної конструкції, а також в

забезпеченні достатньої міцності контактного шва. Як показує практика не завжди цих вимог достатньо для надійної та прогнозованої роботи конструкції.

Метою досліджень Д.І. Дубіжанського, Р.Є. Хміля та З.Я. Бліхарського [7] було дослідити міцність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою, за дії навантаження різного рівня і з різним додатковим армуванням, та порівняти експериментальні величини міцності з теоретичними величинами, обчисленими за чинними нормами ДБН В.3.1-1-2002 [8] з використанням інженерної методики [9].

Для дослідження виготовили та випробували чотири серії експериментальних балок. Процес підсилення перерізу залізобетонних балок відбувався без розвантаження балок під час навантаження 0,3; 0,5; 0,7 та 0,9 від величини згинального моменту, за якого відбувалося досягнення напружень границі текучості в робочій арматурі звичайних, не підсилених балок. Випробування дослідних балок виконували прикладанням двох зосереджених сил у третинах прольоту балок. Балки I серії були випробувані короткочасним навантаженням до руйнування без влаштування елементів підсилення з метою визначення їх несучої здатності. Балки II – IV серій випробували з влаштуванням елемента підсилення – залізобетонної обойми за різних рівнів попереднього навантаження, а також з різним рівнем додаткового армування. На балки II – IV серій прикладали навантаження до рівня, за якого виконували підсилення. Руйнування підсилених балок пройшло за досягнення напруження в арматурі основного і додаткового перерізу границі текучості з подальшим роздробленням бетону стисненої зони.

Аналіз виконаних експериментально-теоретичних досліджень даних авторів показує, що інженерна методика за СНиП [10] з врахуванням розрахованих коефіцієнтів використання перерізу дає змогу з необхідною точністю визначити міцність балок, підсилених залізобетонною обоймою, за дії навантаження під час підсилення. Розбіжність між теоретичними і фактичними величинами становила - 3,7...-10,9 % в бік заниження експериментальних величин над теоретичними, що є задовільним для забезпечення надійності конструкції.

В останні роки одержало розвиток запропоноване у 1934 р. Дішингером Ф. обтиснення поперечним відтягуванням арматури. Зокрема, на його базі Шагіним О.Л. був розроблений спосіб локального попереднього напруження залізобетонних однопрольотних і багатопрольотних залізобетонних балок і систем. Він дозволяє здійснювати обтиснення монолітних конструкцій, тобто на місці зведення, що відкриває можливість його використання при підсиленні. Розрахунок підсиленних різними способами балок і систем виконується відповідно до принципів і норм проектування залізобетонних конструкцій, зокрема, з урахуванням фізичної нелінійності і відповідно перерозподілу зусиль. У практиці найбільш часто застосовуються інженерні методики, побудовані на використанні методу граничної рівноваги, розробці якого для залізобетонних конструкцій присвячені роботи Гвоздева О.О., Крилова С.М. та ін.

Експериментальні дослідження по використанню композитних матеріалів у якості підсилення конструкцій були проведені у Швейцарії, Німеччині, Японії, Польщі та Україні.

А.Я. Мурин [11] провів експериментальні дослідження залізобетонних балок, підсиленних композитною стрічкою CFRP S512 фірми Sika. Автор запропонував методику розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсиленних зовнішньою композитною арматурою, в основу якої прийняті розрахункові залежності СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции" [10]. Особливістю запропонованої теорії є приведення кількості зовнішньої композитної арматури за показниками міцності, деформативності та площі поперечного перерізу до відповідної кількості внутрішньої сталеві арматури. Аналіз отриманих автором результатів показує, що під час застосування запропонованої методики розрахунку відносна похибка обчислень знаходиться у межах $-2,3...+4,7\%$, що є цілком достатньо для інженерних розрахунків залізобетонних балок, підсиленних зовнішньою композитною арматурою. Проведені експериментальні випробування показали, що за відносних деформацій $\varepsilon_{Ly} = 0,005$ ще не відбувається повне руйнування балок (гарантується запас несучої здатності).

Б.А. Боярчук [12] виконав дослідження напружено-деформованого стану підсилених у розтягнутій зоні шаром сталевібробетону, полімербетону і важкого бетону залізобетонних згинальних елементів. Найбільше зростання несучої здатності відмічено у балках, підсилених армованим шаром полімербетону, найменше – при підсиленні шаром армованого важкого бетону.

Однією з перспективних розробок, призначених для ремонту, відновлення і підсилення несучої здатності залізобетонних елементів, є використання акрилових полімеррозчинів.

Метою роботи М.Ю. Смолянінова [13] було експериментальне і теоретичне дослідження міцності, тріщиностійкості і деформативності залізобетонних, підсилених акриловим полімеррозчином, балок при дії короткочасного статичного навантаження. Виконані дослідження показали, що несуча здатність залізобетонних балок, підсилених поверхневим шаром полімеррозчину в залежності від схеми і його товщини збільшується (рис. 1.2).

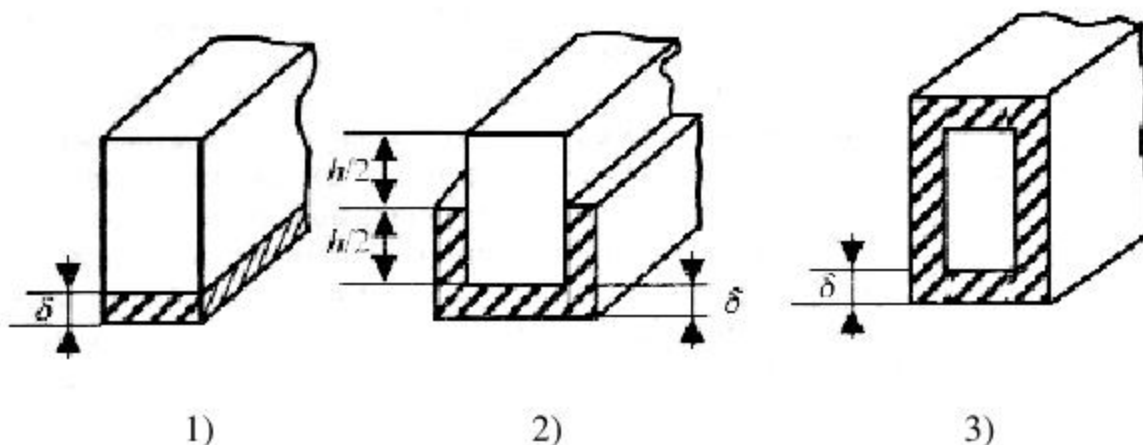


Рис. 1.2 – Схема підсилення залізобетонних балок: 1 – нижня розтягнута грань балки; 2 – розтягнута зона до осьової лінії; 3 – у вигляді обійми.

Так, при товщині шару акриловою полімеррозчину $\delta = 9$ мм в залежності від схеми підсилення несуча здатність залізобетонних балок збільшилася відповідно на 19%, 31,5%, 72,3% в порівнянні з балками без підсилення. При цьому порушення суцільності бетону, підсиленого шаром акриловою полімеррозчину товщиною 3, 6 і 9 мм, як і поява тріщин в бетоні розтягнутої зони віддаляється.

Загалом аналіз виконаних досліджень показав, що проведено значну кількість експериментальних та теоретичних досліджень з підсилення залізобетонних конструкцій. Проте на даний час не розроблено єдиної методики розрахунку підсилених залізобетонних елементів, також відсутні цільові експериментальні дослідження згинальних елементів, підсилених під навантаженням різних рівнів при сумісній роботі основного і додаткового армування. Тому необхідні додаткові дослідження для оцінки напруженого стану згинальних елементів.

1.3 Малоциклові навантаження в роботі згинальних залізобетонних елементів

Однією з різновидностей силових впливів на залізобетонні конструкції є малоциклові повторні навантаження, які можуть виникати в процесі експлуатації практично всіх конструкцій. Аналіз характеру зовнішніх впливів дозволяє віднести до малоциклових такі навантаження як вітрові, снігові, навантаження, що викликаються землетрусом, від ваги людей, меблів, складованих матеріалів тощо.

Вплив малоциклових навантажень на зміну властивостей бетонних і залізобетонних елементів присвячені роботи А.Я. Барашикова, Є.М. Бабича, О.П. Борисюка, О.О. Гвоздева, С.С. Гомона, В.С. Дорофєєва, Є.В. Жука, Р.І. Кінаша, Ф.Є. Клименка, Ю.О. Круся, О.М. Кухнюка, Г.Х. Масюка, Л.П. Макаренка, Ю.М. Панчука, А.П. Погореляка, Г.М. Ставрова та інших. Роботи авторів досліджень дозволяють зробити висновок про те, що при малоциклових навантаженнях відбуваються зміни міцнісних і деформативних властивостей складових залізобетонних елементів.

Аналіз наукових публікацій Бабича Є.М., Барашикова А.Я., Корчинського І.Л., Погореляка А.П., Стрелецького Н.С., Тихого М., Цепелева С.В. [14, 15] показав, що малоцикловими навантаженнями потрібно вважати навантаження, з кількістю циклів $n < 2 \cdot 10^6$, проте основні процеси деформування відбуваються лише на перших 10 циклах. При таких видах навантаження спостерігалось в одних випадках зниження несучої здатності елементів (при перевищенні верхнього рівня напружень $\eta_i > 0,85$), а в інших їх збільшення ($\eta_i < 0,85$).

Є.М. Бабичем та А.П. Погореляком [14, 16] проведено дослідження трьох серій зразків, які включали 68 призм розміром 10x10x40 см, виготовлених із бетону класу В20 в першій серії та класу В30 в другій та третій серії. В перших двох серіях $\eta_{\text{сyc}} = 0,85 \dots 0,95$, а в третій - $\eta_{\text{сyc}} = 0,1 \dots 0,71$. При $\eta_{\text{сyc}} = 0,95$ призми зруйнувалися внаслідок малоциклової втоменості. А при $\eta_{\text{сyc}} = 0,85$ витримали по 100 циклів навантаження – розвантаження, після чого довантажувались до руйнування. Отже, можна сказати, якщо верхній рівень $\eta_{\text{сyc}} < 0,85$, то малоциклова втоменість не має місця та при подальшому навантаженні міцність бетону збільшується в середньому на 8%.

Автори [14, 16] пропонують критерієм, за яким можна встановити граничну кількість циклів малоциклових навантажень, вважати стабілізацію деформацій у бетоні, коли абсолютний приріст деформацій на наступному циклі навантаження не більш як у два рази перевищує абсолютний приріст деформації попереднього навантаження.

Є.М. Бабич і Ю.М. Панчук [17, 18, 19] займались вивченням впливу малоциклових навантажень високих рівнів на роботу згинальних залізобетонних елементів.

Було виготовлено та досліджено залізобетонні балки з важкого бетону В35 зі змішаним армуванням (процент армування $\mu_s = 1,1\%$). Розміри балок 200x20x10 см. Завантаження балок здійснювалося зосередженими силами в третинах прольота. Змінювався верхній рівень навантаження, який був прийнятий 0,92; 0,94; 0,96 та $1,0P_u$ (P_u – руйнівне навантаження при одноразовому завантаженні). Нижній рівень був незмінний і дорівнював нулю. Кількість циклів завантаження – розвантаження не обмежувалась до повного руйнування балок. Перед початком циклічних випробувань були дослідженні два зразки балок монотонним ступінчатим навантаженням до руйнування. Балки, які досліджували при малоцикловому навантаженні працювали подібно.

Напружено деформований стан залізобетонних балок за малоциклових навантажень низьких та середніх рівнів має свої особливості порівняно з монотонним навантаженням до руйнування. В роботі залізобетонних балок при

дії малоциклових навантажень відмічена почергова зміна двох стадій пружно-пластичного деформування.

Першій стадії відповідає значний приріст деформацій в бетоні стиснутої зони і проходження перерозподілу внутрішніх зусиль в дослідних зразках.

Другій стадії характерна умовна стабілізація процесів і відповідно пружно-пластичних деформацій. Умовна межа переходу між першою та другою стадіями припадає на 5 - 6 цикл навантаження.

Дія малоциклового навантаження, верхній рівень якого не перевищує $\eta_i=0,8$, призводить, в більшості випадків, до збільшення несучої здатності зразків. Отримане збільшення руйнівного навантаження балок, порівняно з одноразовим навантаженням, в першу чергу залежить від верхнього рівня циклічних навантажень η_i і діаметра поздовжньої арматури (d).

П.М. Коваль, Р.І. Полюга [20] з метою дослідження впливу малоциклових навантажень на роботу залізобетонних згинальних елементів були проведені дослідження 5-ти серій залізобетонних балок (по 2 зразки кожної серії) розміром 100x200x2100 мм із ненапруженою арматурою класу АШ. Базою випробувань було прийнято $N=10$ циклів. В попередніх дослідах на балках - близнюках при одноразовому завантаженні були визначені значення руйнівного навантаження P_{cr} . Рівнем навантаження, до якого доводилися зразки, прийнято $0,6P_{cr}$. Для того, щоб симулювати довантаження конструкції до вищого рівня, після перших шести циклів з максимальним рівнем навантаження $0,6P_{cr}$, на сьомому і восьмому циклі рівень навантаження був доведений до $0,75P_{cr}$. Дев'ятий цикл був проведений з максимальним рівнем навантаження $0,6P_{cr}$, десятий – знову до $0,75P_{cr}$. Після бази випробувань балки були доведені до руйнування одноразовим прикладенням зусилля з фіксацією руйнівного навантаження. Рівні навантажень були призначені згідно параметрів циклів роботи автодорожніх мостів.

Аналіз досліджень показав, що при навантаженні конструкцій до рівня $0,6P_{cr}$ максимальна ширина розкриття тріщини збільшилась в середньому на 18% відносно першого циклу, а після довантажень до рівня $0,75P_{cr}$ це значення зросло до 63%.

Результати виконаних досліджень свідчать про наявність малоциклових навантажень при експлуатації автодорожніх мостів, що не враховують діючі норми з розрахунку та проектування мостів. Згідно досліджень, ці рівні становлять $\eta_{top} = M_{експл}/M_{гран} = 0,45 \dots 1,00$ і в основному залежать від конструкцій прогонових будов мостів та їх технічного стану.

В роботі запропоновано враховувати дію малоциклових навантажень на залізобетонні конструкції мостів введенням у формулу ДБН для визначення ширини розкриття тріщин коефіцієнта $\varphi_{сус}$, що враховує вплив повторних навантажень, рівень яких становить 60% від руйнівного, $\varphi_{сус} = 1,18$; при рівні навантажень 75% від руйнівного $\varphi_{сус} = 1,40$.

Доцільно випробувальне навантаження на мости обмежити рівнем 60% від несучої здатності. Як показали подальші дослідження, при збільшенні рівня малоциклових навантажень вище $0,6P_{cr}$ відбувається різке збільшення ширини розкриття тріщин. Тому, щоб свідомо не погіршувати технічних стан транспортної споруди під час її натурних досліджень, можна знизити рівень випробувального навантаження за умови використання методу акустичної емісії.

Проведений огляд робіт, присвячений впливу силових дій на напружено-деформований стан бетонних та залізобетонних елементів, свідчить, що основна кількість експериментальних досліджень, як в Україні так і за кордоном, присвячена випробуванням за короткочасних, довготривалих і багаторазових повторних навантажень. Впливу малоциклових повторних навантажень на залізобетонні конструкції приділяли недостатньо уваги і лише в останні 10 – 15 років цьому питанню стали надавати належне значення.

1.4 Підсилені згинальні залізобетонні конструкції за дії малоциклових навантажень

На сьогодні досить добре вивчена робота залізобетонних конструкцій при одноразовому та багаторазовому навантаженні, в меншій мірі досліджено вплив малоциклових навантажень на міцнісні і деформативні характеристики бетону та

арматури залізобетонних конструкцій. Експериментальних досліджень роботи підсилених конструкцій при малоциклових навантаженнях дуже мало.

Дослідженню роботи підсилених залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень присвятили свої роботи Є.М. Бабич, А.Я. Барашиков, Н.М. Битько, О.П. Борисюк О.І. Валовий, О.П. Конончук, С.В. Мельник та ін.

М.О. Валовий, П.І. Герб [21, 22] займалися дослідженням впливу малоциклових навантажень високих рівнів на міцність, деформативність та тріщиностійкість підсилених у розтягнутій зоні залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд.

Для експериментальних досліджень були виготовлені залізобетонні балки з бетону на відходах збагачених залізобетонних руд розмірами 120 × 200 × 2070 мм. Всі серії балок, окрім першої, були попередньо навантаженні зусиллям, яке становило 0,7...0,8 від руйнівного навантаження першої серії. Після чого вони були розвантаженні та підсилені. Балки підсилювалися нарощуванням у розтягнутій зоні шаром бетону на відходах збагачення залізних руд, розмір полки підсилення 210 × 30мм. З'єднання "старого" та "нового" бетону виконували за допомогою клею Cerinol ZH фірми Dietermann.

Балки першої та другої серії є контрольними і випробовувалися монотонним навантаженням до руйнування. Балки третьої, четвертої та п'ятої серії випробовувались на дію циклових навантажень. Максимальний рівень повторного навантаження приймався наступним: для балок третьої серії – 0,75, четвертої – 0,85 та для п'ятої – 0,9 від руйнівного. Зусилля прикладали протягом 10 циклів після чого навантаження доводили до руйнівного. За момент руйнування контрольних і підсилених балок було прийнято розвиток нормальних та похилих тріщин і руйнування балки у верхній частині середньої частини прольоту.

При випробуванні балок повторним навантаженням інтенсивно підвищується прогин балки та ширина розкриття руйнуючої нормальної тріщини, а також з'являються нові тріщини та розвиваються вже існуючі. Руйнування балок супроводжується різким розкриттям нормальної тріщини з наступним розривом робочої арматури. Несуча здатність контрольної підсиленої серії у порівнянні з невідсиленою зросла на 47 %. Несуча здатність підсилених балок випробуваних

повторним навантаженням, до рівня 0,75, 0,85 та 0,9 від руйнівного в порівнянні з контрольною серією, зросла відповідно на 3, 4 та 5 % відповідно. Але це зростання лежить в межах середньостатистичної похибки. Автори зазначають, що циклічні навантаження з рівнем $0,75 \leq \eta \leq 0,9$ від руйнівного не впливає на несучу здатність підсиленого елемента, так-як рівень напруження бетону при стиску, не перевищує 0,65 від R_b .

О.П. Борисюк та О.П. Конончук [23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32] займалися дослідженням згинальних залізобетонних елементів, підсилених композитними матеріалами за дії одноразового та малоциклового навантаження.

В дослідженнях використані залізобетонні балки розмірами 100×160×2000 мм, заармовані 2 Ø 10 А 500С. До дослідних зразків прикладались одноразові та малоциклові навантаження з нижнім рівнем 0,0 та верхнім – 0,85; 0,9; та 1,0 від граничного експлуатаційного навантаження визначеного за результатами випробувань дослідних балок одноразовим навантаженням. Дослідження проводились в два етапи: першим кроком було випробування балок без підсилення та доведення їх до граничного експлуатаційного навантаження. На другому етапі дослідні зразки підсилювались вуглепластиковими композитами двома методами. Перший метод полягав у підсиленні згинальних залізобетонних балок стрічкою SikaCarbodur S512, яка влаштовувалась в нижній розтягнутій зоні перерізу по всій довжині перерізу. За другою схемою дослідні зразки підсилювались вуглецевим полотном Sika Wrap, яке приклеювалось до тіла балки за допомогою епоксидного клею.

Зразки підсилені стрічкою руйнувались наступним чином: при досягненні граничного навантаження відбувався відрив стрічки на ділянці між точкою прикладання сили та опорою. В результаті стрімко зростав прогин і розвивалися тріщини, що супроводжувалося витріскуванням стисненої зони бетону. При цьому система анкерування продовжувала утримувати стрічку. При подальшому навантаженні відбувався розрив волокон анкерування по грані стрічки. Балки, підсилені полотном, руйнувались таким чином: при граничному навантаженні почали розриватися найбільш розтягнені волокна підсилення, що знаходились на нижній грані по середині прольоту балки. Це супроводжувалося витріскуванням

стисненої зони бетону. При подальшому навантаженні почали розриватися волокна, які знаходилися на бічній поверхні. При цьому з'являлися горизонтальні тріщини на рівні розтягнутої арматури, що призводило до відшарування бетону.

В результаті проведених досліджень встановлено, що підсилення дослідних зразків дозволило повністю використати ресурс стисненої зони бетону балок, про що свідчить їх одночасне руйнування по стисненій та розтягненій зонах перерізу. Характер зміни деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин підсилених зразків при дії малоциклових навантажень аналогічний балкам, які випробували без підсилення. Передісторія навантаження підсилених зразків не впливає на їх напружено-деформований стан і жорсткість. При цьому ширина розкриття тріщин у балках, що підсилювались без попереднього навантаження, зменшується до 50 % при збільшенні їх кількості.

Малоциклові навантаження з верхнім рівнем 0,85 сприяють збільшенню несучої здатності згинальних залізобетонних елементів, підсилених в розтягненій зоні у порівнянні з одноразовим навантаженням. В окремих дослідних зразках цей приріст досягав 7,5 %.

1.5. Мета та задачі досліджень

На основі проведеного огляду літератури можна зробити висновок, що вплив малоциклових навантажень на підсилені згинальні залізобетонні елементи не достатньо досліджені, тому в даній роботі за мету ставилось дослідити деформування стиснутого бетону та внутрішньої робочої арматури у згинальних залізобетонних елементах, підсилених шпренгельною системою за дії одноразового та малоциклового навантаження.

Для досягнення зазначеної мети, ставились наступні задачі:

- дослідити вплив малоциклових навантажень на зміну несучої здатності згинальних залізобетонних балок до та після їх підсилення;
- порівняти деформування бетону та внутрішньої сталеві арматури дослідних зразків за дії одноразового та малоциклового навантаження;

- дослідити зміну напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів, до та після їх підсилення;
- виконати розрахунок експериментальних зразків із використанням різних розрахункових моделей та провести порівняння отриманих результатів.

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОЛІДЖЕНЬ

2.1. Конструкція дослідних зразків

В дослідженнях використовувалися залізобетонні балки довжиною 2 м та розмірами поперечного перерізу 100×160 мм, які зображено на рис. 2.1.



Рис. 2.1 – Опалубочне креслення

Балки виготовленні із бетону класу С 20/25, з призмовою міцністю $f_{cd} = 18,56$ МПа. Останні дані встановлені в результаті випробувань відповідно кубів та призм, виготовлених із того ж бетону. Армування балок та розташування арматури наведено на рис 2.2. Робоча арматура розташована на відстані 15 мм від низу балки. У проектному положенні робочу арматуру утримує каркас балки який виготовлений із стержнів $\varnothing 6$ А 240С. Вертикальні стержні каркасу розташовані з країв балки з кроком 50 мм.

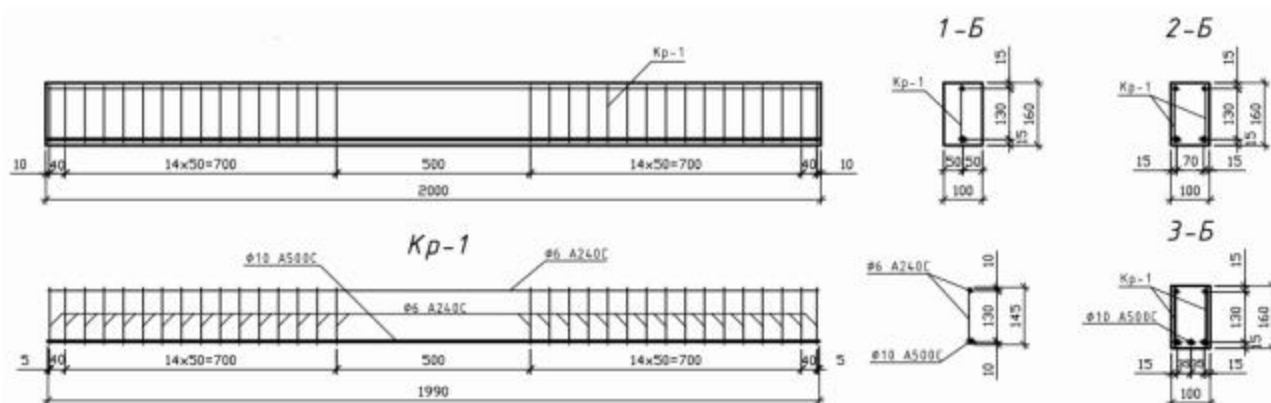


Рис. 2.2 – Схема армування дослідних балок

В дослідженнях використано дві серії балок:

- в першій – шість балок з трьома видами армування: відповідно з одним, двома та трьома арматурними стержнями в розтягнутій зоні перерізу Ø10 А 500С ($f_{yd} = 509,6$ МПа);

- в другій – дев'ять балок з трьома видами армування: відповідно з одним, двома та трьома арматурними стержнями в розтягнутій зоні перерізу Ø10 А 500С ($f_{yd} = 509,6$ МПа).

2.2. Методика випробувань зразків та конструкція дослідної установки

Першим етапом досліджень було випробування балок без підсилення та доведення їх до навантаження, за якого подальша нормальна експлуатація була б неможливою. Ознакою такого стану є розкриття нормальних тріщин в нижній розтягнутій зоні бетону, на рівні робочої арматури, шириною більшою за $a_{cr} = 0,4$ мм, або перевищення значення відносного прогину $f_u/l = 1/150$.

Програма експериментальних досліджень для балок першої серії наведена в таблиці 2.1, для балок другої серії в таблиці 2.2.

В дослідженнях використані така система позначень: перша цифра вказує на кількість робочої арматури (1 – балка з однією арматурою; 2 – з двома; 3 – з трьома); буква після цифри вказує на вид навантаження (Р – одноразове навантаження; Ц – малоциклове навантаження); буква «П» вказує на те, що ця балка підсилена; остання цифра (тільки в другій серії) вказує на номер балки «близнюка».

Таблиця 2.1

Програма експериментальних досліджень балок першої серії

№ з/п	Марка балки	Армування, %	К-ть циклів	Рівні навантаження	Підсилення	Цикл руйнування
1	2	3	4	5	6	7
1	1-Р	0,491	1	0-1	Не підс.	1
2	1-Р-П	0,491	1	0-1	Підс.	1
3	2-Р	0,982	1	0-1	Не підс.	1
4	2-Р-П	0,982	1	0-1	Підс.	1
5	3-Р	1,473	1	0-1	Не підс.	1

Продовження таблиці 2.1

1	2	3	4	5	6	7
6	3-Р-П	1,473	1	0-1	Підс.	1
7	1-Ц	0,491	10	0-0,6: 1 цикл 0,3-0,6: 2,3,4,6,7,8 цикли 0-0,8: 5,9 цикли 10 – руйнування	Не підс.	10 – при 1,0
8	1-Ц-П	0,491	10		Підс.	10 – при 1,0
9	2-Ц	0,982	10		Не підс.	10 – при 0,9
10	2-Ц-П	0,982	10		Підс.	10 – при 1,05
11	3-Ц	1,473	10		Не підс.	10 – при 0,9
12	3-Ц-П	1,473	10		Підс.	10 – при 0,98

Таблиця 2.2

Програма експериментальних досліджень балок другої серії

№ з/п	Марка балки	Армування, %	К-ть циклів	Рівні навантаження	Підсилення	Цикл руйнування
1	2	3	4	5	6	7
1	1-Р	0,491	1	0-1	Не підс.	1
2	1-Р-П	0,491	1	0-1	Підс.	1
3	2-Р	0,982	1	0-1	Не підс.	1
4	2-Р-П	0,982	1	0-1	Підс.	1
5	3-Р	1,473	1	0-1	Не підс.	1
6	3-Р-П	1,473	1	0-1	Підс.	1
7	1-Ц-1	0,491	10	0-0,6: 1 цикл 0,3-0,6: 2,3,4,6,7,8 цикли 0-0,85: 5,9 цикли 10 – руйнування	Не підс.	10 – при 0,9
8	1-Ц-2	0,491	10	0-0,6: 1 цикл 0,3-0,6: 2,3,4,6,7,8 цикли 0-0,85: 5 цикл	Не підс.	5 – при 0,85
9	1-ЦП-1	0,491	10	0-0,9: 9 цикл 10 – руйнування	Підс.	10 – при 0,9
10	2-Ц-1	0,982	10	0-0,6: 1 цикл 0,3-0,6: 2,3,4,6,7,8 цикли 0-0,85: 5,9 цикли 10 – руйнування	Не підс.	10 – при 0,96
11	2-Ц-2	0,982	10	0-0,6: 1 цикл 0,3-0,6: 2,3,4,6,7,8 цикли 0-0,85: 5 цикл 0-0,9: 9 цикл 10 – руйнування	Не підс.	10 – при 0,9

Продовження таблиці 2.2

1	2	3	4	5	6	7
12	2-ЦП-1	0,982	10		Підс.	10 – при 0,95
13	3-Ц-1	1,473	10	0-0,6: 1цикл 0,3-0,6: 2,3,4,6,7,8 цикли 0-0,85: 5,9 цикли 10 – руйнування	Не підс.	10 – при 1,0
14	3-Ц-2	1,473	10	0-0,6: 1цикл 0,3-0,6: 2,3,4,6,7,8 цикли 0-0,85: 5 цикл	Не підс.	10 – при 1,0
15	3-ЦП-1	1,473	10	0-0,9: 9 цикл 10 – руйнування	Підс.	10 – при 1,12

Спочатку випробувались балки, по одній із трьох видів армування, на одноразове статичне навантаження. Була прийнята статична схема – балка на двох опорах, прольотом 1,8 м, завантажена двома симетричними зосередженими силами, відстань між якими 500 мм. Загальний вигляд дослідної балки в установці для випробувань можна побачити на рис. 2.3.



Рис. 2.3 – Загальний вигляд дослідної балки в установці для випробувань

Зусилля створювалося за рахунок домкрата, навантаження фіксувалося кільцевим динамометром. Деформації в балці визначалися тензодатчиками з базою 50 мм – розташованими на боковій поверхні з кроком 20 мм, які дублюються з двох сторін, та двома-, трьома- у верхній стиснутій зоні бетону. Для перевірки показів тензодатчиків встановлювався індикатор годинникового типу 1 МИГ з базою 200 мм. Прогин визначався прогиноміром Аистова-Овчинникова 6 ПАО. В кожній із балок, при виготовленні, на робочих поздовжніх арматурних стержнях було встановлено по 2 тензодатчика з базою 20 мм. В другій серії балок для заміру деформацій арматури також використовувався тензомерт Гугенбергера. Розташування приладів на дослідній балці представлено на рис. 2.4.

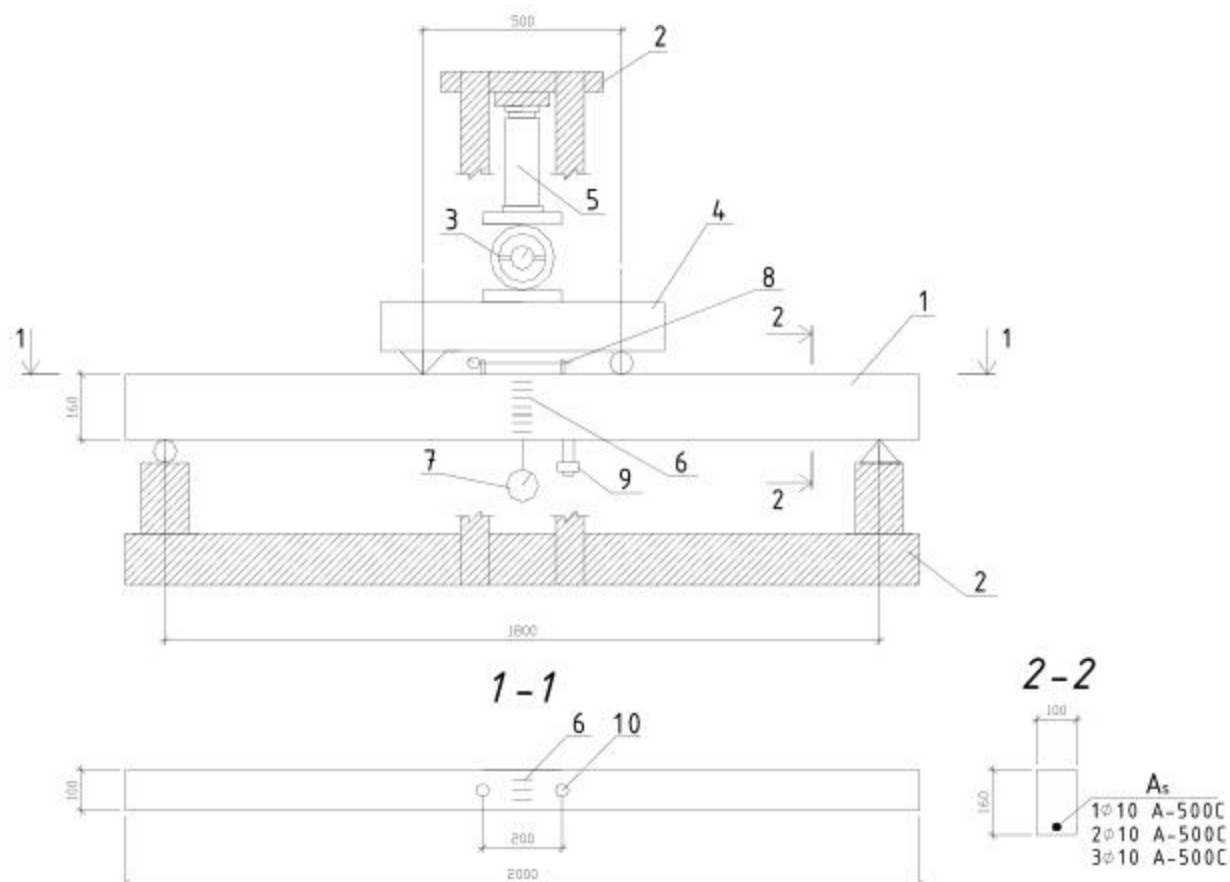


Рис. 2.4 – Установка для випробувань

- 1 – дослідна балка; 2 – дослідна установка; 3 – динамометр; 4 – траверса дослідної установки; 5 – домкрат; 6 – електротензодатчики; 7 – прогиномір;
8 – індикатор годинникового типу; 9 – тензометр Гугенбергера; 10 – тримачі.

За результатами випробувань балок одноразовим навантаженням визначалися граничні експлуатаційні навантаження. Орієнтуючись на отримані результати, проводилось випробування трьох балок першої серії, з відповідними армуваннями, на циклові навантаження. Кількість циклів прикладання навантаження на зразки прийняли рівною 10. З 1-го по 4-й цикл прикладали навантаження в межах $0,3 \dots 0,6$ від граничного експлуатаційного навантаження, на 5, 9-му – $0,3 \dots 0,85$, на 6-, 7-, 8-му $0,3 \dots 0,6$, а на 10-му циклі зразки доводили до граничного експлуатаційного навантаження. Ще три балки другої серії випробувались за аналогічною схемою зі зміною ступеня навантаження на 9-му циклі на $0,3 \dots 0,9$.

2.3. Методика підсилення дослідних зразків

На другому етапі проводилось підсилення попередньо випробуваних балок за допомогою рівнополицевих кутників 50x5, довжиною 1/3 прольоту, які влаштовуються в нижній розтягнутій зоні балки посередині прольоту з обох сторін. З'єднувались вони між собою стержнями, та за допомогою 4-х металевих тяжів, з арматури $\varnothing 10$ А 500С, прикріплювались до металевих пластин товщиною 15 мм, що знаходяться на торцях балки (див. рис. 2.5). Натяг тяжів виконувався вручну.

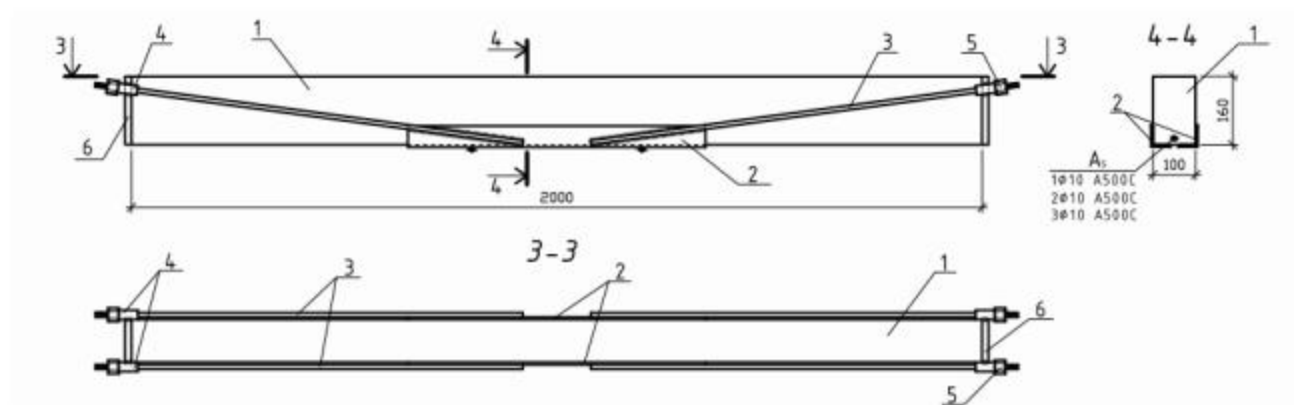


Рис. 2.5 – Схема підсилення балок:

1 – дослідна балка; 2 – рівнополицеві кутники 50x5; 3 – тяжі з арматури $\varnothing 10$ А500С; 4 – трубки з внутрішнім діаметром 12 мм; 5 – гайки; 6 – опорна пластина товщиною 15 мм



Рис. 2.6 – Випробування підсиленого дослідного зразка

Після влаштування підсилення, балки випробовувались за аналогічною програмою, що і без підсилення (рис. 2.6).

2.4. Механічні властивості матеріалів, з яких виготовлялись дослідні зразки

Куби випробувались в віці 28 діб (кубова міцність становила 15,1 МПа) та після першого етапу випробування балок без підсилення (кубова міцність становила 21,31 МПа) згідно [33, 34]. Результати випробувань наведені в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3

Результати випробування кубів

№ з/п	Площа, А, см ²	Руйнуюче навантаження, Р, кН	Напруження при руйнуванні, σ , МПа	Середнє напруження σ , МПа
В віці 28 діб				
1	226,5	331,25	14,62	15,1
2	224,99	330	14,67	
3	225	331,25	14,72	
4	255	417,5	16,37	
Після випробувань				
5	226,5	425	18,76	21,31
6	226,5	380	16,78	
7	234,08	577,5	24,67	
8	231,04	510	22,07	
9	229,52	442,5	19,28	
10	226,44	595	26,28	

Призми випробувались до початку та після випробування балок без підсилення: по одній на руйнівне навантаження та три і чотири, відповідно до і після випробувань, на циклові навантаження. Результати випробувань та рівні циклових навантажень дивись в таблиці 2.4.

Позначення призм у таблицях: перші цифри 1...9 – нумерація призм; П – призма; Р – одноразове навантаження; Ц – циклове навантаження; остання цифра вказує на вид малоциклового навантаження.

Таблиця 2.4

Результати випробування призм

№ з/п	Марка призми	Кіл-сть циклів	Площа, А, см ²	Рівні навантаження	Руйнуюче навантаження, Р, кН (рівень руйнування)	Напруження при руйнуванні, σ, МПа	Максим. відносні деформації, ε·10 ⁻⁵
До початку випробувань							
1	1-ПР	1	226,5	0-1	325	14,35	-
2	2-ПЦ-1	10	228	0-0,6: 1ц 0,3-0,6: 2,3,4,6,7,8ц 0-0,85: 5,9ц 10 – руйн.	331,25 (1,08)	14,53	229,13
3	3-ПЦ-2	10	225	0-0,6: 1ц 0,3-0,6: 2,3,4,6,7,8ц	377,5 (1,16)	16,78	265,5
4	4-ПЦ-2	10	227,97	0-0,85: 5ц 0-0,9: 9ц 10 – руйн.	417,5 (1,28)	18,31	266,5
Після випробувань							
5	5-ПР	1	225	0-1	417,5	18,56	285
6	6-ПЦ-1	10	224,84	0-0,6: 1ц 0,3-0,6: 2,3,4,6,7,8ц	542,5 (1,307)	24,13	268,69
7	7-ПЦ-1	10	229,52	0-0,85: 5,9ц 10 – руйн.	467,5 (1,1)	20,37	250
8	8-ПЦ-2	10	223,5	0-0,6: 1ц 0,3-0,6: 2,3,4,6,7,8ц	465 (1,11)	20,81	410,25
9	9-ПЦ-2	10	223,44	0-0,85: 5ц 0-0,9: 9ц 10 – руйн.	456,5 (1,1)	20,43	306,38

На кожну із призм, при випробуванні, встановлювались по чотири індикатори годинникового типу з базою 200 мм, за результатами яких підраховані відносні деформації та побудовані графіки, для одноразового навантаження на рис 2.7, для циклового на рис. 2.8.

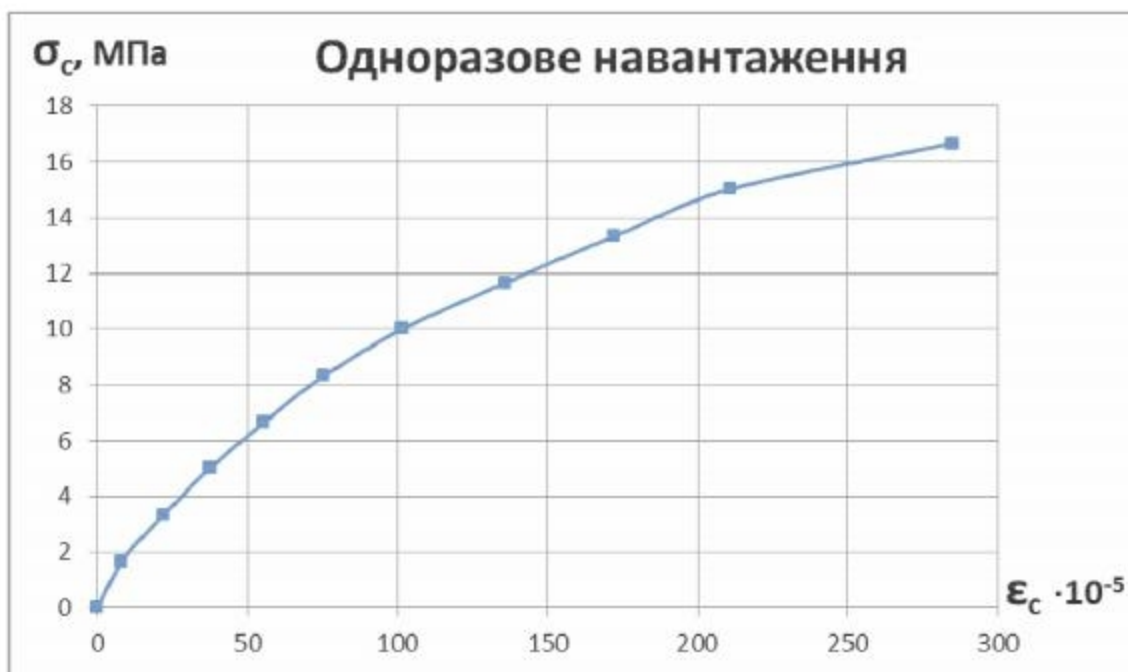


Рис. 2.7 – Деформування бетону при одноразовому навантаженні

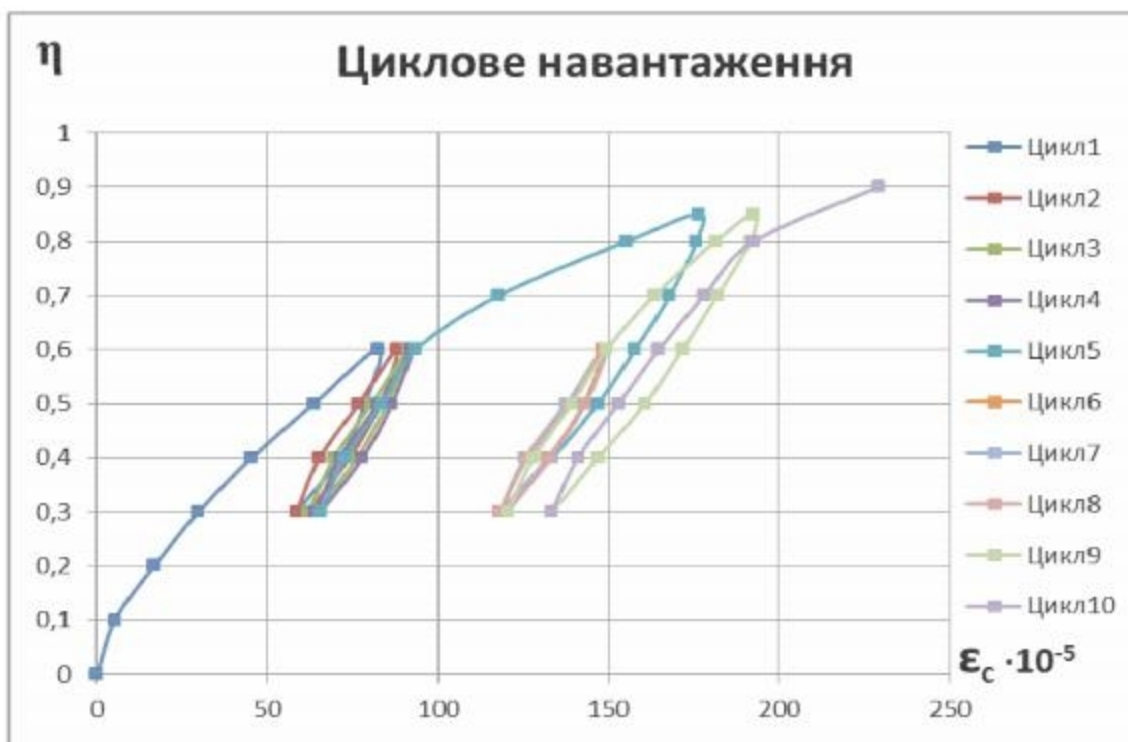


Рис. 2.8 – Деформування бетону при випробуванні призм за циклового навантаження

Із тієї ж арматури, що використовувалась при армуванні балок, виготовлено чотири зразка довжиною 400 мм. За допомогою розривної машини їх випробувано згідно [35] і встановлено, що ця арматура відповідає класу А 500С з $f_{yd} = 509,6$ МПа. Для визначення деформацій на зразках влаштувалися по два Тензометри

Гугенберга.

В результаті випробувань отримано дані, що представлені в таблиці 2.5. По даних наведених в даній таблиці побудовано графік деформування арматури, що використана в експерименті (рис. 2.9).

Таблиця 2.5

Результати випробування арматури

№ з/п	P,кН	σ_s , МПа	$\epsilon_s \cdot 10^{-5}$
1	0	0,0	0
2	5	63,7	25
3	10	127,4	59,38
4	15	191,1	85,63
5	20	254,8	109,38
6	25	318,5	141,25
7	30	382,2	169,38
8	35	445,9	203,13
9	40	509,6	239,38
10	45	573,2	310
11	50	636,9	710
12	52	662,4	1010
13	40	509,6	1160

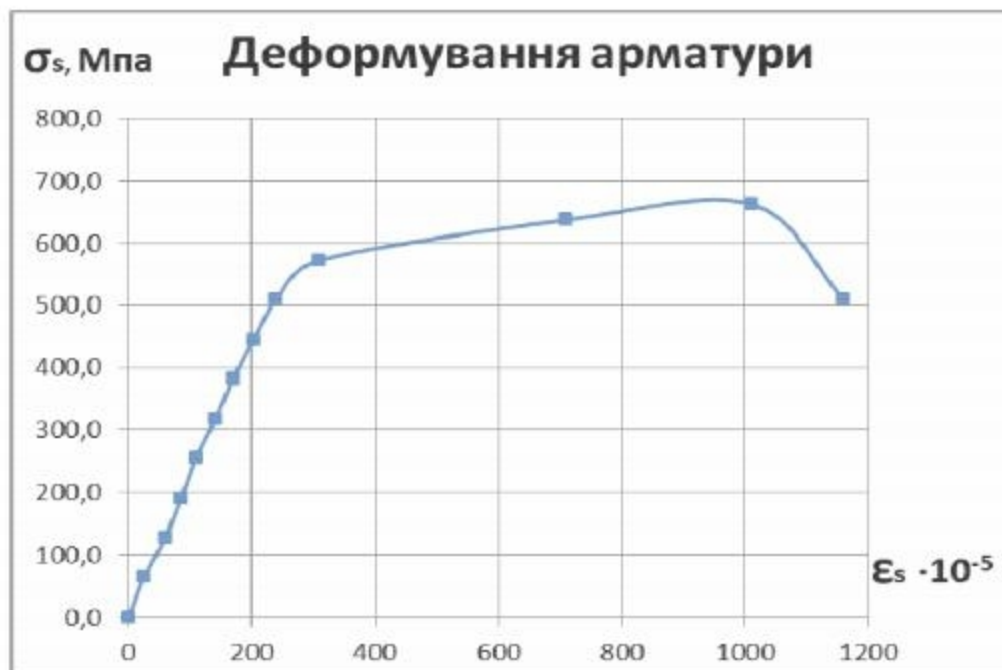


Рис. 2.9 – Результати випробування арматурних зразків

2.5 Висновки

1. Проведено ознайомлення з програмою, методикою експериментальних досліджень, з конструкцією експериментальних зразків та дослідної установки, з методикою підсилення балок.

2. Обробка експериментальних даних випробувань бетонних кубів, призм та арматурних відрізків дозволила встановити механічні характеристики матеріалів, з яких виготовлені дослідні балки, що дало змогу в подальшому отримати точні дані про напружено-деформований стан згинальних залізобетонних балок, підсилених шпренгельною системою за дії на них одноразового та малоциклового навантаження.

3. Використання в методиці досліджень тензометричних та механічних приладів, які дублюють одні-одних дало можливість отримати достовірні результати випробувань згинальних залізобетонних балок до та після їх підсилення.

РОЗДІЛ 3
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ
ШПРЕНГЕЛЬНОЮ СИСТЕМОЮ

3.1. Порівняння несучої здатності дослідних зразків випробовуваних одноразовим та малоцикловим навантаженням

Для обробки експериментальних даних за основу візьмемо результати досліджень по другій серії балок. В таблиці 3.1 приведено граничне експлуатаційне навантаження дослідних зразків другої серії за дії одноразового та малоциклового навантаження та максимальні відносні деформації бетону і арматури, що передували досягненню балками такого стану.

Таблиця 3.1

Граничне експлуатаційне навантаження дослідних балок другої серії

№ з/п	Марка балки	М, кН·м	Ефект підсилення, %	η	$\epsilon_{с, \max} \cdot 10^{-5}$	$\epsilon_{s, \max} \cdot 10^{-5}$
1	1-Р	7,8	-	1,0	268	280
2	1-РП	12,675	38,5	1,0	284,5	315
3	1-Ц	5,7	-	0,9	253,4	235
4	1-ЦП	11,7	51,3	0,9	266,5	265
5	2-Р	11,96	-	1,0	307	280
6	2-РП	19,5	38,7	1,0	338	309,9
7	2-Ц	11,47	-	1,0	244	256,1
8	2-ЦП	18,5	38	0,95	281	280,2
9	3-Р	14,3	-	1,0	298	243,3
10	3-РП	20,8	31,3	1,0	336,5	225
11	3-Ц	15,11	-	1,0	322,5	250
12	3-ЦП	19,5	22,5	1,0	347,5	319

Для того, щоб встановити який ефект дає використане в дослідженнях підсилення, в таблиці 3.1 також проведено порівняння граничного навантаження зразків до та після підсилення. Встановлено, що в результаті підсилення приріст несучої здатності відбувається від 22,5 до 51,3 %.

Щоб виявити яким чином впливають малоциклові навантаження на несучу здатність використаних в експериментальних дослідження балок, в таблиці 3.2 проведено порівняння граничного навантаження дослідних балок випробуваних на однократне та малоциклове навантаження до та після підсилення.

Таблиця 3.2

Порівняння граничного експлуатаційного навантаження дослідних балок випробуваних на дію одноразового та малоциклового навантаження

№ з/п	Марка балки	М, кН·м	Ефект підсилення, %
1	1-Р	7,8	-
	1-Ц	5,7	- 26,9
2	1-РП	12,675	-
	1-ЦП	11,7	- 7,7
3	2-Р	11,96	-
	2-Ц	11,47	- 4,1
4	2-РП	19,5	-
	2-ЦП	18,5	- 5,1
5	3-Р	14,3	-
	3-Ц	15,11	+ 5,7
6	3-РП	20,8	-
	3-ЦП	19,5	- 6,3

Проаналізувавши дані, отримані в таблиці 3.2 видно, що малоциклові навантаження практично у всіх випадках зменшують несучу здатність як непідсиленних, так і підсиленних дослідних зразків. Виключенням є лише балка 3-

Ц, в якій несуча здатність зросла на + 5,7 %. Саме більше відхилення показав дослідний зразок 1-Ц, в якого несуча здатність зменшилась у порівнянні з 1-Р на - 26,9 %. У всіх інших зразках зменшення несучої здатності лежить в межах 4...8 %.

Щоб встановити який вплив на несучу здатність підсилених зразків має внутрішнє армування, в таблиці 3.3 проведено порівняння несучої здатності підсилених та непідсилених зразків із однією, двома та трьома внутрішніми робочими арматурами.

Таблиця 3.3

Порівняння граничного експлуатаційного навантаження дослідних балок з різним відсотком армування

№ з/п	Марка балки	Відсоток армування, %	М, кН·м	Середнє значення М, кН·м	Приріст несучої здатності, %
1	1-Р	0,491	7,8	6,75	-
	1-Ц		5,7		
2	2-Р	0,982	11,96	11,72	+ 73,6
	2-Ц		11,47		
3	3-Р	1,473	14,3	14,71	+ 117,9
	3-Ц		15,11		
4	1-РП	0,491	12,675	12,19	-
	1-ЦП		11,7		
5	2-РП	0,982	19,5	19	+ 55,9
	2-ЦП		18,5		
6	3-РП	1,473	20,8	20,15	+ 65,3
	3-ЦП		19,5		

В таблиці 3.4 встановлено приріст несучої здатності непідсилених та підсилених дослідних зразків з двома та трьома робочими арматурними стержнями у порівнянні із балками, в яких один робочий стержень. Виявилось, що в непідсилених дослідних балках несуча здатність стабільно зростає із

добавленням кожного робочого стержня. Щоправда, приріст несучої здатності в балці з трьома стержнями є в півтора рази меншим ніж у балки з двома. В підсиленних зразках такого процесу не відбувається: приріст несучої здатності підсиленних зразків з двома та трьома робочими арматурними стержнями близький між собою (55...65 %), що свідчить про те, що балки 3-РП та 3-ЦП є переармованими внутрішньою арматурою і підсилення вже майже не дає ефекту.

Всі підсилені дослідні балки були переармовані в розтягнутій зоні за рахунок підсилення. Цей факт підтверджує характер їх руйнування. Всі підсилені зразки руйнувались по стиснутій зоні в результаті виколювання бетону та стрімкого розвитку нормальних тріщин в середині перерізу. Характер руйнування дослідних балок наведений на рис. 3.1, 3.2.



Рис. 3.1 – Характер руйнування підсиленних дослідних зразків



Рис. 3.2 – Виколювання стиснутої зони бетону дослідних балок

3.2 Деформування бетону стиснутої зони балки за дії одноразового та малоциклового навантаження

За результатами дослідження зроблено порівняння деформацій стиснутої зони бетону залізобетонних балок без підсилення та підсилених шпренгельною системою з однією, двома та трьома повздовжніми арматурними стержнями на дію одноразового статичного навантаження.

Для встановлення відносних деформацій стиснутого бетону та робочої арматури використовувались дані по механічним приладам, а покази тензодатчиків застосовувались для їх перевірки.

В таблиці 3.4 наведено відносні деформації стиснутого бетону балки з однією повздовжньою арматурою, одна з яких непідсилена – балка 1-Р, а інша – 1-РП підсилена шпренгельною системою. За експериментальними даними побудовано графік деформування стиснутого бетону дослідних балок (рис.3.3.).

Деформування стиснутого бетону балок 1-Р та 1-РП

№ з/п	М, кН·м	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	
		Балка 1-Р	Балка 1-РП
1	0	0	0
2	0,975	15	19
3	1,95	35	46,5
4	2,925	66,5	73
5	3,9	111,5	97
6	4,875	148,5	119
7	5,85	191	137,5
8	6,825	228,5	157
9	7,8	268	176,5
10	8,775	-	196
11	9,75	-	214
12	10,725	-	234
13	11,7	-	258
14	12,675	-	284,5



Рис. 3.3 – Графік відносних деформацій стиснутого бетону балок 1-Р та 1-РП

У балки 1-Р до навантаження 0,975 кН·м відбувається несуттєве зростання деформування бетону в стиснуті зоні балки, а зі збільшенням навантаження до 2,9 кН·м деформації починають швидко зростати. Відбувається руйнування балки

при навантаженні 7,8 кН·м. Відносна деформація стиснутого бетону балки 1-РП починає зростати швидше, ніж у непідсиленої, але при навантаженні 2,9 кН·м криві їх деформації перетинаються. Подальше деформування балки 1-РП продовжується з такою самою інтенсивністю. Підсилена балка руйнується при навантаженні 12,67 кН·м.

Можна зробити висновок, що деформування стиснутого бетону балки 1-Р на перших ступенях є меншим, оскільки на початку навантаження балки розтягуюче зусилля сприймає бетон, а на третьому ступені навантаження утворюються нормальні тріщини в розтягнутій зоні балки, в результаті чого зусилля починає сприймати лише розтягнута арматура. В підсиленій балці, що попередньо випробувалась, починаючи з самого початку були присутні тріщини які тільки розкривались. Таким чином з самого початку випробувань розтягуючи зусилля сприймала внутрішня робоча арматура та елемент підсилення. При навантаженні підсиленої балки деформації стиснутого бетону розвиваються на графіку прямолінійно. Підсилення шпренгельною системою в даному випадку є ефективним, оскільки підсилена балка витримала майже у 1,5 рази більші навантаження, ніж непідсилена.

В таблиці 3.5 наведено відносні деформації стиснутого бетону балок з двома поздовжніми арматурними стержнями.

До навантаження 6,8 кН·м величина відносної деформації стиснутого бетону у балці 2-Р менша ніж у підсиленої балки 2-РП (рис. 3.4). При збільшенні навантаження лінії деформації стиснутої зони бетону дослідних балок пересікаються, у балці 2-Р деформація стиснутого бетону стрімко збільшується. Зростання деформацій бетону балки 2-РП відбувається рівномірно з такою ж інтенсивністю аж до руйнування. Балка 2-Р руйнується при навантаженні в 11,96 кН·м, а підсилена при – 16,5 кН·м.

Отже, підсилення шпренгельною системою залізобетонної балки з двома поздовжніми арматурними стержнями є ефективним, оскільки несуча здатність балки збільшується на 38,7%.

Таблиця 3.5

Деформування стиснутого бетону балок 2-Р та 2-РП

№ з/п	М, кН·м	$\varepsilon_c \cdot 10^5$	
		Балка 2-Р	Балка 2-РП
1	0	0	0
2	0,975	13	19,5
3	1,95	28,5	43,5
4	2,925	49,5	62,5
5	3,9	69,5	83,5
6	4,875	92,5	102,5
7	5,85	120,5	123
8	6,825	142,5	140,5
9	7,8	170	158,5
10	8,775	191	175,5
11	9,75	214,5	193
12	10,725	249,5	214
13	11,7	290	231
14	11,96	307	-
15	12,675	-	248,5
16	13,65	-	265,5
17	14,625	-	286
18	15,6	-	310,5
19	16,575	-	338



Рис. 3.4 – Графік відносних деформацій стиснутого бетону балок 2-Р та 2-РП

Різниця величини деформацій стиснутої зони балок 3-Р та 3-РП з трьома повздовжніми арматурними стержнями набагато менша, ніж у попередньо розглянутих балок (табл. 3.6). Відносні деформації стиснутого бетону балок 3-Р, 3-РП зростають з майже однаковою інтенсивністю, проте у підсиленої балки 3-РП вони менші. Підсилена балка ефективніше працює після навантаження 13 кН·м (рис. 3.5).

Таблиця 3.6

Деформації стиснутого бетону балок 3-Р та 3-РП

№ з/п	M, кН·м	$\varepsilon_c \cdot 10^5$	
		Балка 3-Р	Балка 3-РП
1	0	0	0
2	1,3	6,5	21,5
3	2,6	24	49,5
4	3,9	47	75,5
5	5,2	70,5	100
6	6,5	93,5	124,5
7	7,8	120,5	149
8	9,1	147,5	175
9	10,4	177	199
10	11,7	208,5	221,5
11	13,0	255	247,5
12	14,3	298	275
13	15,6	-	300,5
14	16,9	-	336,5

Підсилення шпренгельною системою залізобетонної балки з трьома повздовжніми арматурними стержнями дозволяє збільшити її несучу здатність на 22,5%. Оскільки у балки 3-РП з початку навантаження присутні нормальні тріщини в стиснутій зоні бетону, то її деформації стиснутого бетону більші у порівнянні з балкою 3-Р.

На рис. 3.6 зображено порівняння відносних деформацій стиснутої зони бетону підсиленних балок шпренгельною системою з однією, двома та трьома повздовжніми арматурними стержнями на дію одноразового статичного навантаження.

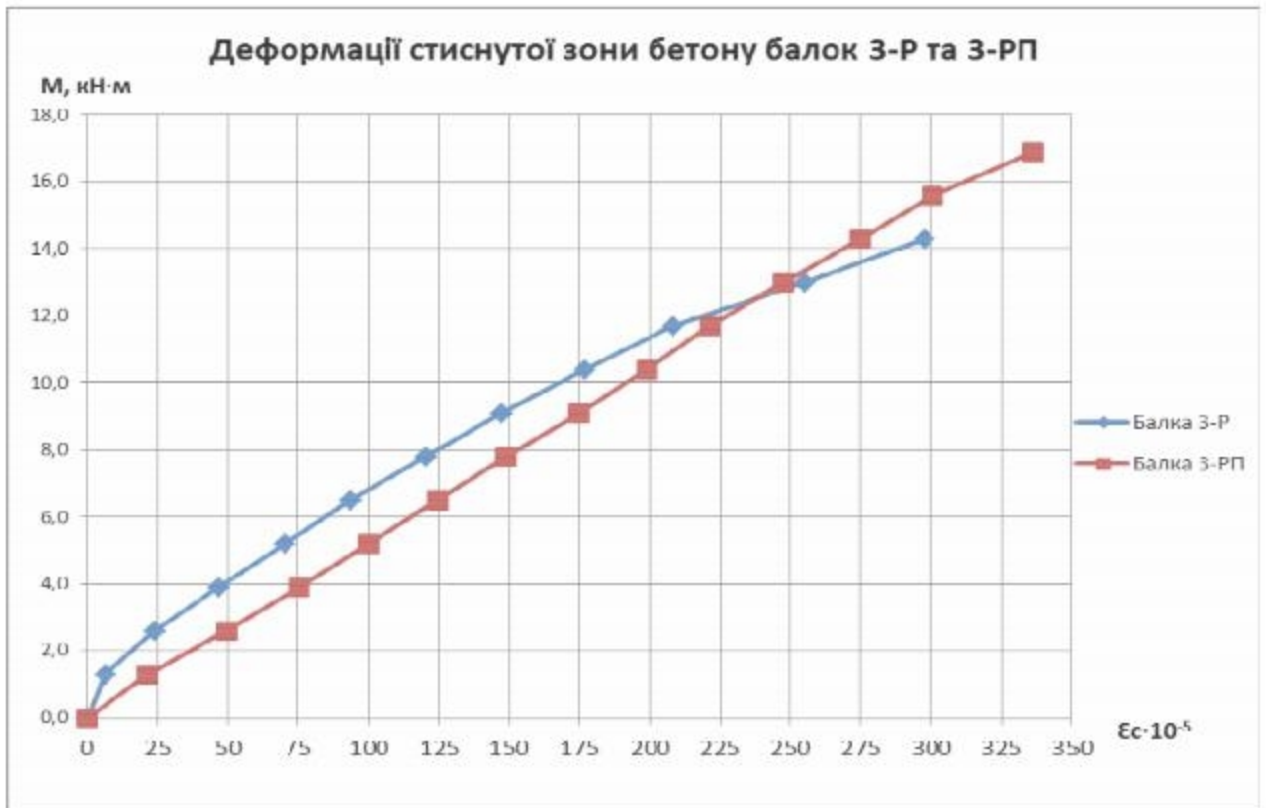


Рис. 3.5 – Графік відносних деформацій стиснутого бетону балок 3-Р та 3-Р-П

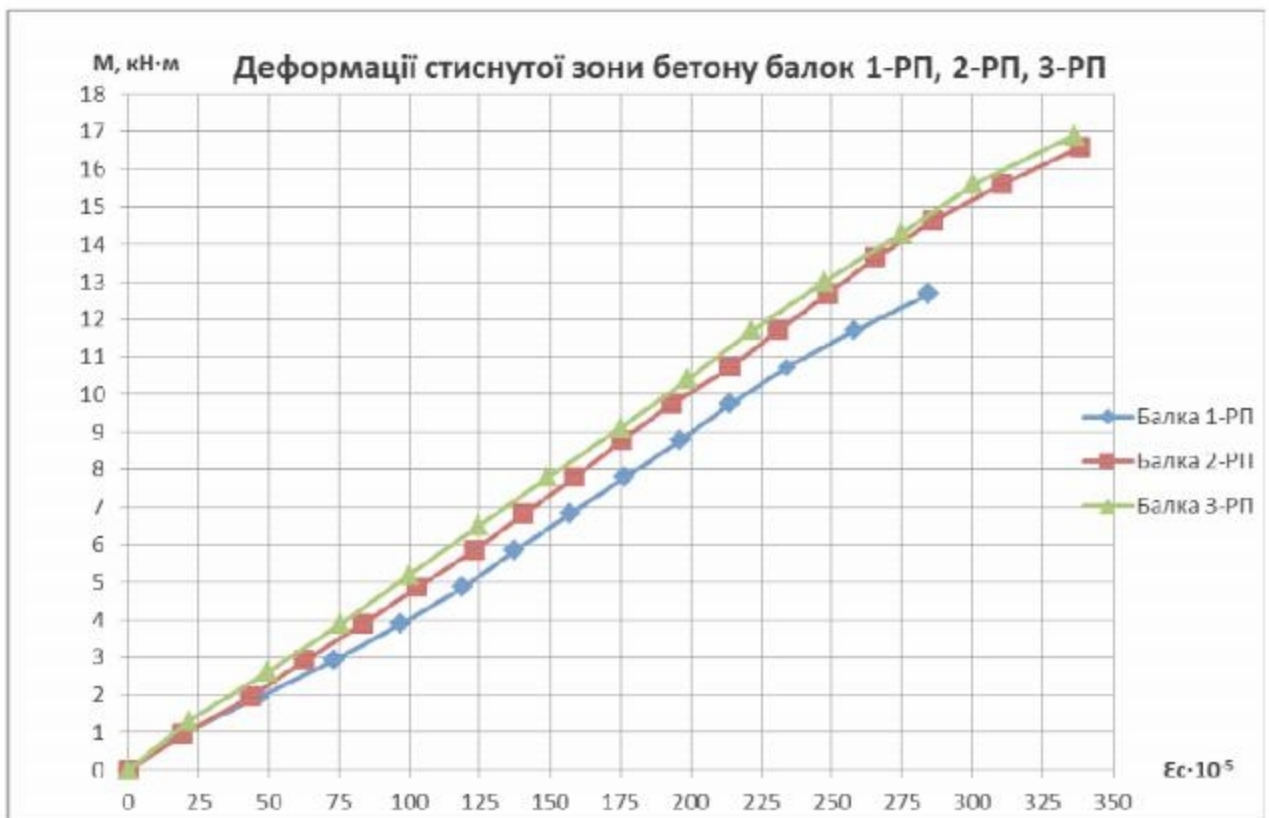


Рис. 3.6 – Графік відносних деформацій стиснутого бетону балок 1-РП, 2-РП та 3-РП

Таблиця 3.7

Порівняння деформування стиснутого бетону дослідних балок випробуваних одноразовим навантаженням

№ з/п	М, кН·м	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$		М, кН·м	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$
		Балка 1-РП	Балка 2-РП		
1	0	0	0	0	0
2	0,975	19	19,5	1,3	21,5
3	1,95	46,5	43,5	2,6	49,5
4	2,925	73	62,5	3,9	75,5
5	3,9	97	83,5	5,2	100
6	4,875	119	102,5	6,5	124,5
7	5,85	137,5	123	7,8	149
8	6,825	157	140,5	9,1	175
9	7,8	176,5	158,5	10,4	199
10	8,775	196	175,5	11,7	221,5
11	9,75	214	193	13	247,5
12	10,725	234	214	14,3	275
13	11,7	258	231	15,6	300,5
14	12,675	284,5	248,5	16,9	336,5
15	13,65	-	265,5	-	-
16	14,625	-	286	-	-
17	15,6	-	310,5	-	-
18	16,575	-	338	-	-

Деформації стиснутої зони бетону балки 2-РП набагато менші за балку 1-РП. Балка 1-Р є недоармованою і втрачає придатність до подальшої експлуатації набагато швидше, ніж балка з двома арматурними стержнями. Балка 3-РП є переармованою і має всього лише на 5,4 % більшу несучу здатність ніж 2-РП, що вказує на недоцільність використання більшої кількості арматурних стержнів у балці, тобто таке армування є неефективним.

За результатами дослідження зроблено порівняння деформування стиснутого бетону балок без підсилення та підсиленних шпренгельною системою з однією, двома та трьома повздовжніми арматурними стержнями на дію малоциклових навантажень.

На графіках наведені залежності між відносною деформацією стиснутої зони бетону і відношенням відповідного ступеню навантаження до його критичного значення, отриманого раніше. Можна виділити що при 1-му...4-му, циклах

відносні деформації при ступені 0,6 майже рівні між собою, збільшення відбувається після зростання рівня навантаження до 0,85 від одиничного на 5-му циклі. При наступних циклах відносні деформації при рівні 0,6 дещо збільшились, тобто присутній приріст деформацій стиснутої зони бетону і подальша стабілізація. Тобто можна стверджувати, що вже при 4-ох повтореннях одного і того ж циклу величина відносних деформацій стиснутого бетону в підсилених та непідсилених балках є стабільною і практично є незмінною, а при зміні навантаження (одноразовому збільшенні до 0,85 на 5-му циклі) відбувається збільшення відносних деформацій стиснутого бетону.

В таблиці 3.8 показано відносне деформування стиснутого бетону балок з однією повздовжньою арматурою, одна з яких непідсилена – балка 1-Ц, а інша – 1-ЦП підсилена шпренгельною системою. Одиничне навантаження для балки 1-Ц становить 6,33 кН·м, для балки 1-ЦП – 13 кН·м.

За експериментальними даними відносних деформацій стиснутого бетону балок побудовано графік (рис. 3.7).



Рис. 3.7 – Графік відносних деформацій стиснутого бетону балок 1-Ц та 1-ЦП

Таблиця 3.8

Відносні деформації стиснутого бетону балок 1-Ц та 1-ЦП

№ з/п циклу	Долі нав-ня	Балка 1-Ц		Балка 1-ЦП	
		М, кН·м	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	М, кН·м	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$
1	0	0	0	0	0
	0,3	1,9	68,4	3,9	94,5
	0,6	3,8	146,3	7,8	178
	0,3	1,9	84,6	3,9	134,5
2	0,6	3,8	153	7,8	182
	0,3	1,9	87,2	3,9	137
3	0,6	3,8	151,3	7,8	183
	0,3	1,9	88,3	3,9	139,5
4	0,6	3,8	155,6	7,8	183,5
	0,3	1,9	89,5	3,9	141
5	0,6	3,8	154,6	7,8	184
	0,85	5,4	225	11,05	251
	0,6	3,8	178	7,8	225,5
	0,3	1,9	111	3,9	164
6	0,6	3,8	175,1	7,8	207
	0,3	1,9	107,5	3,9	164
7	0,6	3,8	174,8	7,8	207
	0,3	1,9	107,9	3,9	164
8	0,6	3,8	174,9	7,8	206,5
	0,3	1,9	107,8	3,9	164
9	0,6	3,8	174,9	7,8	206,5
	0,85	5,4	232,9	11,7	263
	0,6	3,8	182,5	7,8	232
	0,3	1,9	113,6	3,9	170
10	0,4	2,5	139	5,2	178,5
	0,5	3,1	160	6,5	195,5
	0,6	3,8	181,7	7,8	213
	0,7	4,4	204,1	9,1	230,5
	0,8	5	224,9	10,7	249
	0,9	5,7	253,4	11,7	266,5

Отже, можна зробити висновок, що підсилення шпренгельною системою є ефективним, оскільки деформації стиснутого бетону підсиленої балки 1-ЦП в середньому лише на 5% більші за 1-Ц, при цьому балка 1-ЦП витримала в 2 рази більше навантаження.

В таблиці 3.9 показано відносні деформації стиснутого бетону балок з двома стержнями повздовжньої робочої арматури, одна з яких непідсилена – балка 2-Ц, а інша – 2- ЦП підсилена шпренгельною системою.

Таблиця 3.9

Відносні деформації бетону балок 2-Ц та 2-ЦП

№ з/п циклу	Долі нав-ня	Балка 2-Ц		Балка 2-ЦП	
		М, кН·м	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	М, кН·м	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$
1	0	0	0	0	0
	0,3	3,59	58,5	5,85	92,08
	0,6	7,18	126,5	11,7	170,8
	0,3	3,59	70	5,85	111,6
2	0,6	7,18	127,5	11,7	173,7
	0,3	3,59	74,5	5,85	112,8
3	0,6	7,18	128	11,7	173,7
	0,3	3,59	77,25	5,85	112,5
4	0,6	7,18	129	11,7	173,3
	0,3	3,59	75,5	5,85	112,5
5	0,6	7,18	129,5	11,7	174,1
	0,85	10,17	185	16,5	242,08
	0,6	7,18	147	11,7	204,1
	0,3	3,59	85	5,85	137,5
6	0,6	7,18	140	11,7	197,9
	0,3	3,59	77	5,85	137,08
7	0,6	7,18	137	11,7	197,08
	0,3	3,59	80	5,85	136,6
8	0,6	7,18	138	11,7	196,6
	0,3	3,59	82	5,85	137,08
9	0,6	7,18	140	11,7	196,6
	0,85	10,17	188,5	16,5	255,8
	0,6	7,18	145,5	11,7	208,7
	0,3	3,59	83,5	5,85	142,9
10	0,4	4,78	100	7,8	162,08
	0,5	5,98	121	9,75	182,5
	0,6	7,18	142	11,7	202,5
	0,7	8,37	163	13,65	223,3
	0,8	9,57	182	15,6	243,3
	0,9	10,76	202	17,5	260
	0,95	11,36	219	18,5	281
	1	11,47	244	-	-

За одиницю навантаження непідсиленої балки 2-Ц взято 11,4 кН·м, а підсиленої 2-ЦП – 19,5 кН·м. Криві деформацій стиснутої зони двох балок є стабільними з невеликими приростами залишкових деформацій (рис. 3.8). Обидві балки не зруйнувалися після 10-ти циклів навантажень. Балка 2-Ц після 5-го циклу навантаження при долі навантаження 0,6 від одиничного отримала збільшення на 8% деформації стиснутого бетону, у підсилені балці 2-ЦП цей приріст склав 14,5%, при цьому навантаження в підсилені балці на 42% більші.

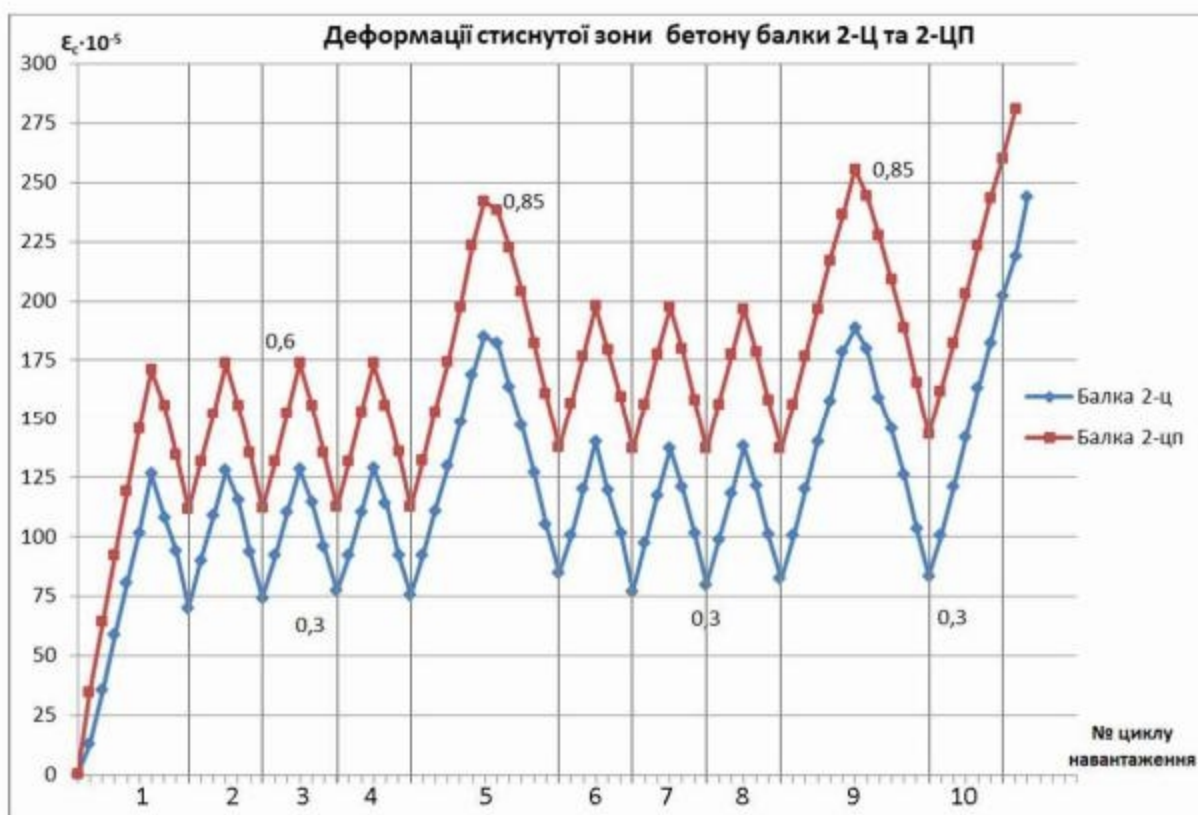


Рис. 3.8 – Графік деформування балок 2-Ц та 2-ЦП

Отже, в даному випадку підсилення балки шпренгельною системою є ефективним, оскільки при практично однакових показниках деформацій стиснутого бетону, несуча здатність балки 2-ЦП збільшилась на 42%.

В таблиці 3.10 показано відносні деформації стиснутого бетону балок з трьома стержнями повздовжньої арматури, одна з яких непідсилена – балка 3-Ц, а друга – 3-ЦП підсилена шпренгельною системою. За експериментальними даними відносних деформацій стиснутого бетону побудовано графік (рис. 3.9).

За одиницю навантаження непідсиленої балки взято 14,95 кН, а підсиленої –

19,5 кН. Графік відносних деформацій стиснутої зони бетону балок відрізняється приростом залишкових деформацій на 1-4 циклі, та 6-8 циклах. Це пояснюється тим, що у непідсилені балці 3-Ц зусилля сприймає арматура, так як вона з самого початку є переармована. Обидві балки не зруйнувалися після 10-ти циклів навантажень, тому їх доводили до одиничного навантаження.

Таблиця 3.10

Відносні деформації бетону балок 3-Ц та 3-ЦП

№ з/п циклу	Долі нав-ня	Балка 3-Ц		Балка 3-Ц-П	
		М, кН·м	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	М, кН·м	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$
1	2	3	4	5	6
1	0	0	0	0	0
	0,3	4,53	51,5	5,85	94
	0,6	9,07	146	11,7	187,5
	0,3	4,53	83	5,85	123,5
2	0,6	9,07	146,5	11,7	192,5
	0,3	4,53	83	5,85	125
3	0,6	9,07	148,5	11,7	193,5
	0,3	4,53	84	5,85	126,5
4	0,6	9,07	152,5	11,7	194,5
	0,3	4,53	88,5	5,85	127
5	0,6	9,07	155	11,7	194,5
	0,85	12,842	246	16,5	279
	0,6	9,07	200	11,7	230,5
	0,3	4,53	131,5	5,85	154,5
6	0,6	9,07	192	11,7	222
	0,3	4,53	123,5	5,85	155
7	0,6	9,07	194,5	11,7	221
	0,3	4,53	124,5	5,85	155
8	0,6	9,07	196	11,7	221,5
	0,3	4,53	128,5	5,85	155
9	0,6	9,07	197,5	11,7	220,5
	0,85	12,84	264,5	16,5	298
	0,6	9,07	208,5	11,7	249,5
	0,3	4,53	132,5	5,85	170,5
10	0,4	6,05	156	7,8	190
	0,5	7,56	183,5	9,75	213,5
	0,6	9,07	202,5	11,7	238
	0,7	10,58	228	13,6	263

Продовження таблиці 3.10

1	2	3	4	5	6
10	0,8	12,09	254	15,6	285,5
	0,9	13,6	278,5	17,5	308
	0,95	14,36	302,5	18,5	325
	1,0	15,11	322,5	19,5	347,5



Рис. 3.9 – Графік відносних деформацій балок 3-Ц та 3-ЦП

З рис. 3.9 видно, що у непідсиленій балці 3-Ц залишкові деформації стиснутого бетону після 5-го циклу зростають та більші на 25% від попередніх циклів (1-4). Підсилена балка 3-ЦП є більш стабільна і приріст деформацій є менш виражений.

Отже, в даному випадку підсилення шпренгельною системою у порівнянні з непідсиленою балкою є ефективним, тому, що несуча здатність підсиленої балки збільшилась на 30%.

При порівнянні деформування стиснутого бетону балок підсиленних шпренгельною системою з однією, двома та трьома повздовжніми арматурними

стержнями на дію малоциклових навантажень отримано наступний графік (див. рис 3.10).

Криві відносних деформацій стиснутого бетону балок з одним та двома повздовжніми арматурними стержнями накладаються. При тому, що балка 1-ЦП з одною стержевою арматурою випробовувалася на 30% менші навантаження. Балки 2-ЦП і 3-ЦП випробовувалися на однакові величини навантаження, але балка з двома арматурними стержнями має менші значення деформації стиснутого бетону.

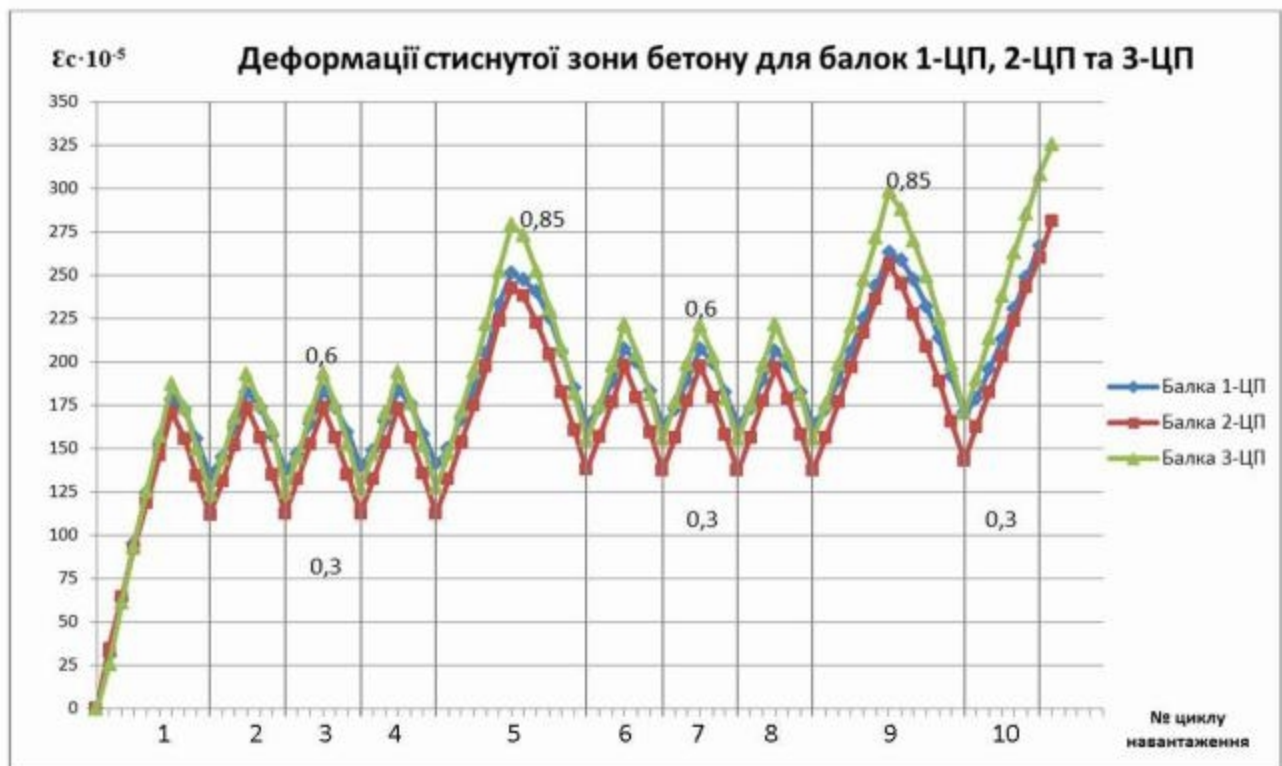


Рис. 3.10 – Графік деформування стиснутого бетону балок 1-ЦП, 2-ЦП та 3-ЦП

3.3 Деформування внутрішньої сталеві робочої арматури за дії одноразового та малоциклового навантаження

Розглянемо вплив одноразового навантаження для балок з однією, двома та трьома робочими арматурними стержнями.

Для визначення деформацій внутрішньої сталеві арматури використовували покази тензометрів, для перевірки їх показів використовували тензодатчики, які були наклеєні на робочу арматуру перед бетонуванням.

У таблиці 3.11 наведені відносні деформації робочої арматури балки без підсилення – 1-Р, і з підсиленням 1-РП, в залежності від збільшення навантаження. Дані балки армовані одним стержнем робочої арматури.

Таблиця 3.11

Відносні деформації розтягнутої робочої арматури балок 1-Р та 1-РП

№ з/п	M, кН·м	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$	
		Балка 1-Р	Балка 1-РП
1	0	0	0
2	0,975	18	25
3	1,95	45	60
4	2,925	80	95
5	3,9	142	127,5
6	4,875	205	170
7	5,85	280	205
8	6,825	-	240
9	7,8	-	272,5
10	8,775	-	315

За даними наведеними в таблиці 3.11 побудовано графік відносних деформацій внутрішньої сталеві арматури (рис. 3.11).



Рис. 3.11 – Графік відносних деформацій робочої арматури балок 1-Р та 1-РП

Даний графік показує, що підсилена балка витримала на 15% більші навантаження ніж непідсилена. У непідсилений балці розтягуючі зусилля спочатку сприймає бетон, тому відносні деформації робочої арматури малі, але з появою тріщин, зусилля сприймають робочий арматурний стержень, тому відбувається зростання деформації внутрішньої сталеві арматури. Руйнування непідсиленої балки відбулося швидше, ніж підсиленої тому можна зробити висновок що балка з одним арматурним стержнем є недоармована і її підсилення дозволяє значно збільшити несучу здатність балки.

В таблиці 3.12 приведені відносні деформації робочої арматури для балок 2-Р та 2-РП з двома арматурними стержнями.

Таблиця 3.12

Відносні деформації внутрішньої сталеві арматури балок 2-Р та 2-РП

№ з/п	M, кН·м	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$	
		Балка 2-Р	Балка 2-РП
0	0	0	0,0
1	0,975	10	13,3
2	1,95	30	27,08
3	2,925	65	40,4
4	3,9	90	57,14
5	4,875	120	70
6	5,85	140	86,2
7	6,825	160	100,7
8	7,8	180	119,6
9	8,775	200	134,5
10	9,75	220	149,4
11	10,725	240	168,8
12	11,7	265	183,5
13	11,96	280	-
13	12,675	-	198,7
14	13,65	-	213
15	14,625	-	228
16	15,6	-	241,9
17	16,575	-	258,1
18	17,55	-	274,6
19	18,525	-	290,6
20	19,5	-	309,9

По даних наведених в таблиці 3.12 побудовано графік залежності відносних деформацій внутрішньої сталеві робочої арматури від моменту зовнішнього навантаження (див. рис. 3.12).

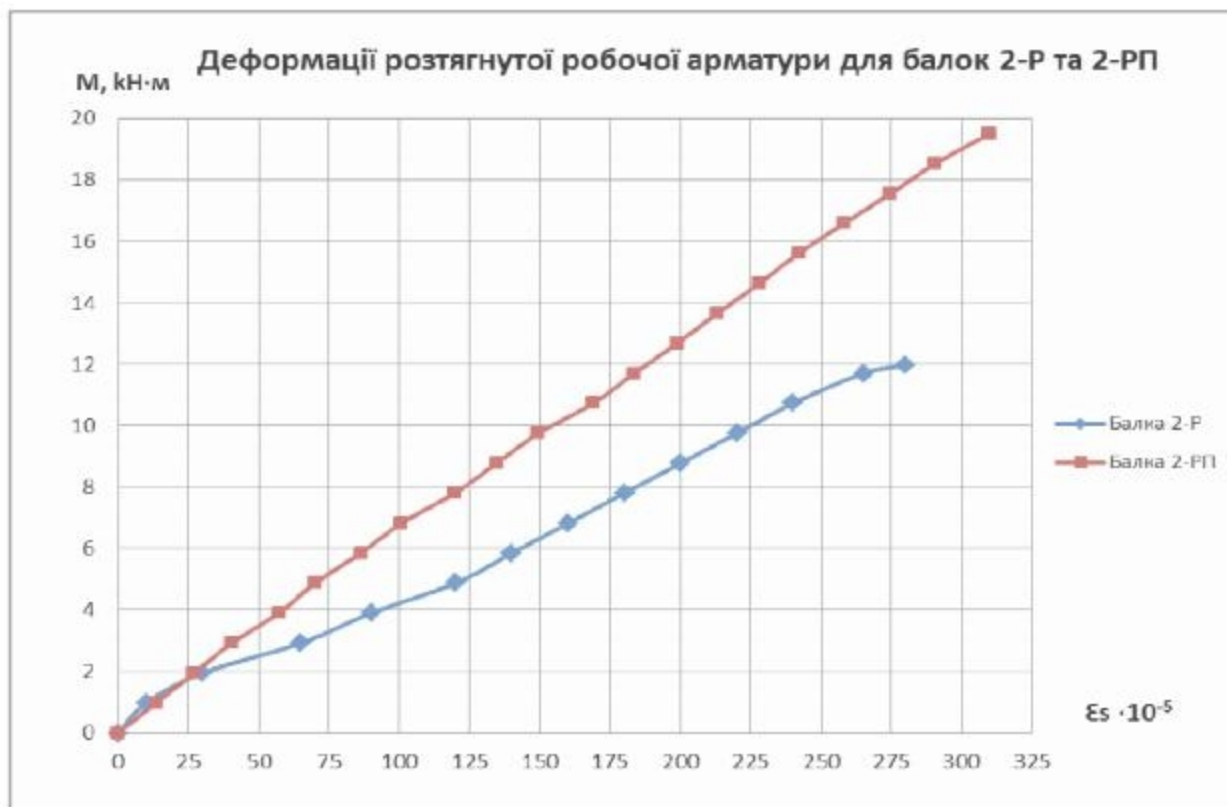


Рис. 3.12 – Графік відносних деформацій розтягнутої робочої арматури балок 2-Р та 2-РП

На графіку у балках з двома арматурними стержнями чітко можна побачити, що підсилення працює практично з початку прикладання навантажень на балку, при цьому арматура деформується з однаковою інтенсивністю. Руйнування підсиленої балки відбулося при зусиллі 19,5 кН·м. Непідсилена балка 2-Р зруйнувалася при навантаженні 11,96 кН·м, тобто після підсилення балка витримала зусилля на 40% більші ніж непідсилена.

У таблиці 3.13 показані деформації внутрішньої сталеві арматури для балок з трьома арматурними стержнями при дії на них одноразовим статичним навантаженням. Проаналізувавши отримані дані можна відстежити особливість: у непідсиленій балці деформації при однаковому моменті більші, ніж у підсиленій, це зображено на рис.3.13

Таблиця 3.13

Відносні деформації розтягнутої арматури балок 3-Р та 3-РП

№ з/п	M, кН·м	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$	
		Балка 3-Р	Балка 3-РП
1	0	0	0
2	1,3	7,5	5
3	2,6	34,2	10
4	3,9	60,0	17,5
5	5,2	82,5	30
6	6,5	106,7	45
7	7,8	130,8	65
8	9,1	151,7	80
9	10,4	168,3	95
10	11,7	188,3	110
11	13,0	206,7	125
12	14,3	243,3	140
13	15,6	-	155
14	16,9	-	170
15	18,2	-	185
16	19,5	-	200
17	20,8	-	225

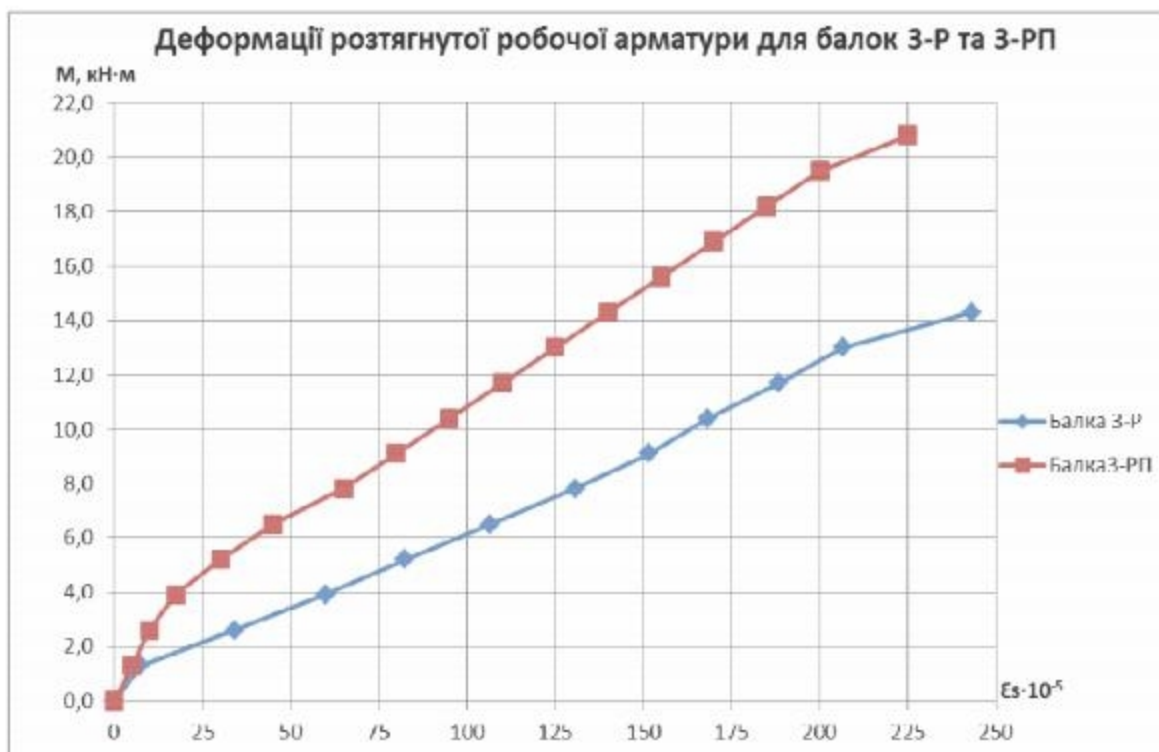


Рис. 3.13 – Графік відносних деформацій розтягнутої робочої арматури балок 3-Р та 3-РП

Непідсилена балка 3-Р зруйнувалася після прикладання навантаження, що становить 68 % від навантаження яке витримала підсилена балка. Проаналізувавши криву деформацій розтягнутої арматури на рисунку 3.13, можна сказати, що балка 3-РП є переармована, тому на початку навантаження балки присутні малі деформації робочої арматури, тобто арматура непрацює на розтяг в повному робочому діапазоні.

На рисунку 3.14 зображені відносні деформації робочої арматури підсилених балок з трьома видами армування. Балка з однією арматурою має великі деформації і малу несучу здатність – вона є недоармованою. Балка з трьома арматурними стержнями є переармованою, про це свідчить початок лінії деформацій розтягнутої арматури. Балка з двома арматурними стержнями є найбільш ефективною, армування є достатнім для повної роботи внутрішньої арматури, тому вона витримує приблизно такі ж навантаження, що і балка з трьома арматурами. Деформації робочої арматури балки 2-РП зростають по лінійній залежності.

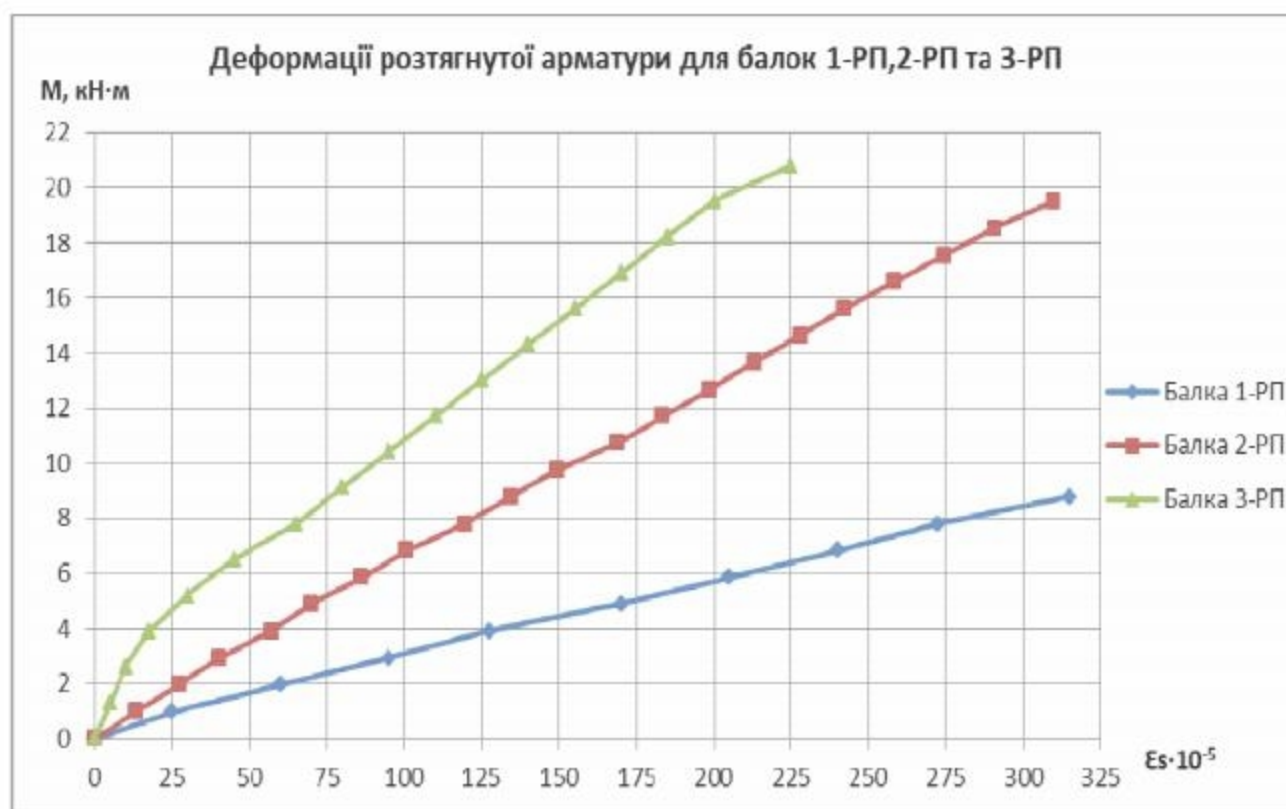


Рис. 3.14 – Графік відносних деформацій робочої арматури балок 1-РП, 2-РП, 3-РП

Таблиця 3.14

Порівняння відносних деформацій розтягнутої арматури в підсилених балках

№ з/п	М, кН·м	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$		М, кН·м	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$ Балка 3-РП
		Балка 1-РП	Балка 2-РП		
0	0	0	0	0	0
1	0,975	25	13,37	1,3	5
2	1,95	60	27,08	2,6	10
3	2,925	95	40,41	3,9	17,5
4	3,9	127,5	57,14	5,2	30
5	4,875	170	70,01	6,5	45
6	5,85	205	86,20	7,8	65
7	6,825	240	100,74	9,1	80
8	7,8	272,5	119,62	10,4	95
9	8,775	315	134,57	11,7	110
10	9,75	-	149,47	13	125
11	10,725	-	168,89	14,3	140
12	11,7	-	183,55	15,6	155
13	12,675	-	198,74	16,9	170
14	13,65	-	213,03	18,2	185
15	14,625	-	228,02	19,5	200
16	15,6	-	241,93	20,8	225
17	16,575	-	258,12	-	-
18	17,55	-	274,64	-	-
19	18,525	-	290,67	-	-
20	19,5	-	309,92	-	-

Також проаналізовано зміну відносних деформацій робочої арматури у балках при дії малоциклового навантаження по аналогії, як і для стиснутої зони бетону.

У таблиці 3.15 показані деформації робочої арматури балок 1-Ц та 1-ЦП відносно долі навантаження та циклу. Навантаження які прикладали до підсиленої балки в 2 рази більші ніж ті, що були прикладені до непідсиленої. За одиничне навантаження для непідсиленої балки взято – 6,33 кН·м, для підсилені – 13 кН·м.

Таблиця 3.15

Відносні деформації розтягнутої робочої арматури балок 1-Ц та 1-ЦП

№ з/п циклу	Долі нав-ня	Балка 1-Ц		Балка 1-ЦП	
		М, кН·м	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$	М, кН·м	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$
1	0	0	0	0	0
	0,3	1,9	27,5	3,9	55
	0,6	3,8	125	7,8	155
	0,3	1,9	107,5	3,9	132,5
2	0,6	3,8	135	7,8	165
	0,3	1,9	115	3,9	140
3	0,6	3,8	137,5	7,8	165
	0,3	1,9	115	3,9	140
4	0,6	3,8	142,5	7,8	167,5
	0,3	1,9	117,5	3,9	142,5
5	0,6	3,8	142,5	7,8	167,5
	0,85	5,4	210	11,05	237,5
	0,6	3,8	195	7,8	220
	0,3	1,9	142,5	3,9	167,5
6	0,6	3,8	172,5	7,8	200
	0,3	1,9	142,5	3,9	167,5
7	0,6	3,8	175	7,8	200
	0,3	1,9	145	3,9	170
8	0,6	3,8	175	7,8	200
	0,3	1,9	142,5	3,9	180
9	0,6	3,8	175	7,8	200
	0,85	5,4	220	11,05	247,5
	0,6	3,8	202,5	7,8	227,5
	0,3	1,9	147,5	3,9	157,5
10	0,4	2,5	155	5,2	180
	0,5	3,2	165	6,5	190
	0,6	3,8	180	7,8	205
	0,7	4,4	200	9,1	225
	0,8	5,1	215	10,4	240
	0,9	5,7	235	11,7	265

За даними приведеними в таблиці 3.15 побудовано графіки деформування робочих арматур балок 1-Ц та 1-ЦП (рис. 3.15).

На графіку крива деформацій робочої арматури для балки 1-ЦП показує, що арматура у підсиленій балці шпренгельною системою працює стабільніше, з

невеликим приростом залишкових деформацій між циклами. Непідсилена балка на перших циклах плавно набирає залишкові деформації, після 5-го циклу деформації робочої арматури стабілізуються і є однаковими для 6-го, 7-го та 8-го циклу.

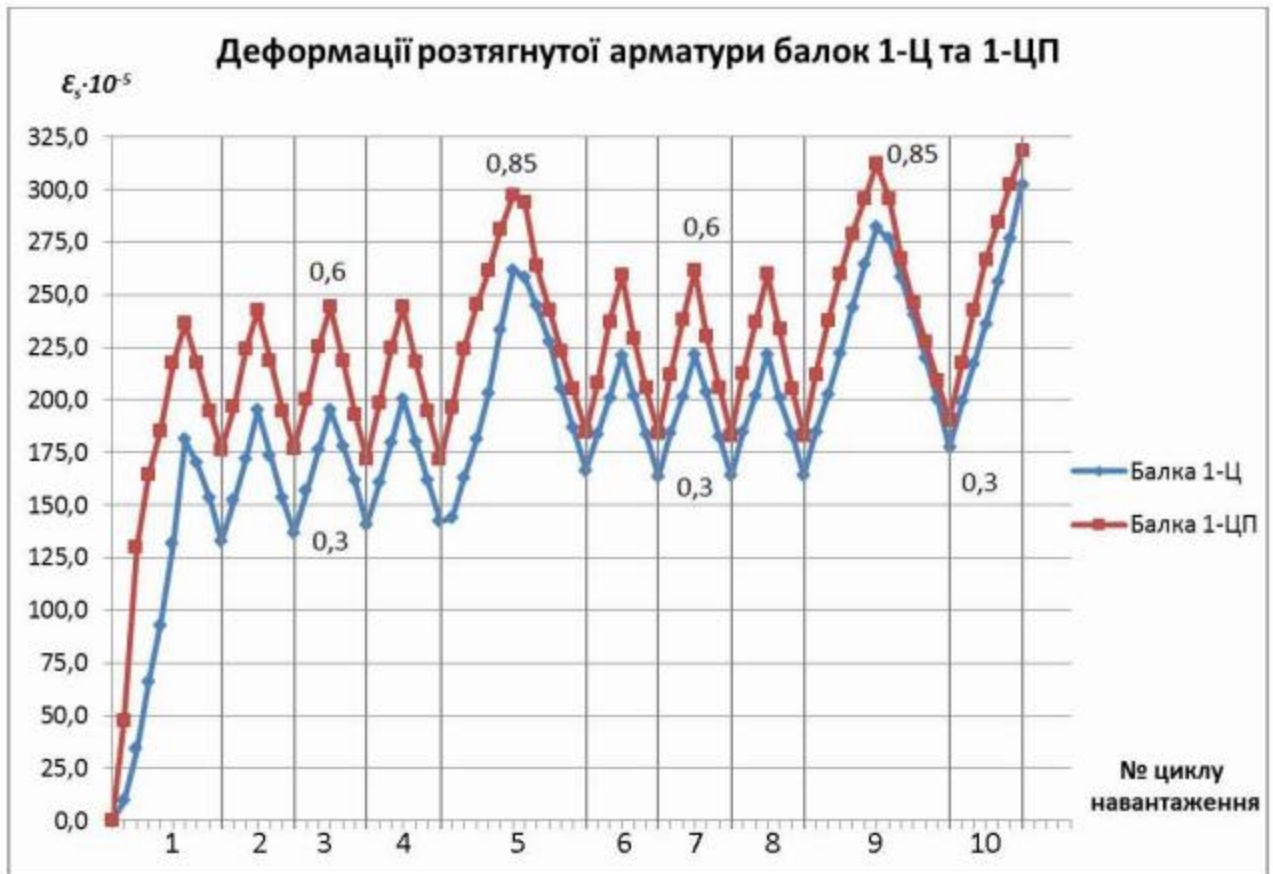


Рис. 3.15 – Графік відносних деформацій арматури балок 1-Ц та 1-ЦП

У таблиці 3.16 наведені відносні деформації робочої арматури балок 2-Ц та 2-ЦП. Навантаження які прикладали до підсиленої балки на 40% більші ніж до непідсиленої. За одиничне навантаження для непідсиленої балки взято 12 кН·м, для підсиленої – 19,5 кН·м.

При рівні навантаження 0,6 від граничного експлуатаційного, приросту деформацій робочої арматури у непідсиленій балці з 1-го по 4-й цикл практично немає (рис. 3.16). Після 5-го циклу відбувається збільшення залишкових деформацій робочої арматури на 10%. У підсиленій балці 2-ЦП приріст деформації внутрішньої сталеві арматури після 5-го циклу складає 11%.

Таблиця 3.16

Відносні деформації розтягнутої арматури балок 2-Ц та 2-ЦП

№ з/п циклу	Долі нав-ня	Балка 2-Ц		Балка 2-ЦП	
		М, кН·м	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$	М, кН·м	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$
1	0	0	0	0	0
	0,3	3,6	73,5	5,85	89,7
	0,6	7,2	158,5	11,7	180,1
	0,3	3,6	88,5	5,85	121
2	0,6	7,2	157,5	11,7	188,7
	0,3	3,6	88,6	5,85	122,5
3	0,6	7,2	158,8	11,7	189,6
	0,3	3,6	89,6	5,85	122,2
4	0,6	7,2	160,4	11,7	189,9
	0,3	3,6	90,1	5,85	123,8
5	0,6	7,2	161,7	11,7	191,1
	0,85	10,2	223,7	16,5	262
	0,6	7,2	169,4	11,7	215,8
	0,3	3,6	104,4	5,85	140,2
6	0,6	7,2	174,9	11,7	209,9
	0,3	3,6	107,8	5,85	140,2
7	0,6	7,2	175,3	11,7	209,2
	0,3	3,6	108,1	5,85	140,2
8	0,6	7,2	176,3	11,7	209,4
	0,3	3,6	106,3	5,85	141,5
9	0,6	7,2	178,2	11,7	209,8
	0,85	10,2	233,9	17,55	274,3
	0,6	7,2	177	11,7	224,4
	0,3	3,6	111,2	5,85	147,6
10	0,4	4,8	136,9	7,8	173,5
	0,5	6,0	160,5	9,75	196,4
	0,6	7,2	183,8	11,7	217,9
	0,7	8,4	201,5	13,65	240,8
	0,8	9,6	228,1	15,6	262,1
	0,9	10,8	256,1	17,55	280,2
	0,95	-	-	18,52	287,2

На рис. 3.16 варто виділити деформації розтягнутої арматури для балок з двома арматурними стержнями, для яких при рівні 0,3 практично немає приросту залишковий деформацій на циклах 1, 2, 3, 4 та 6, 7, 8.

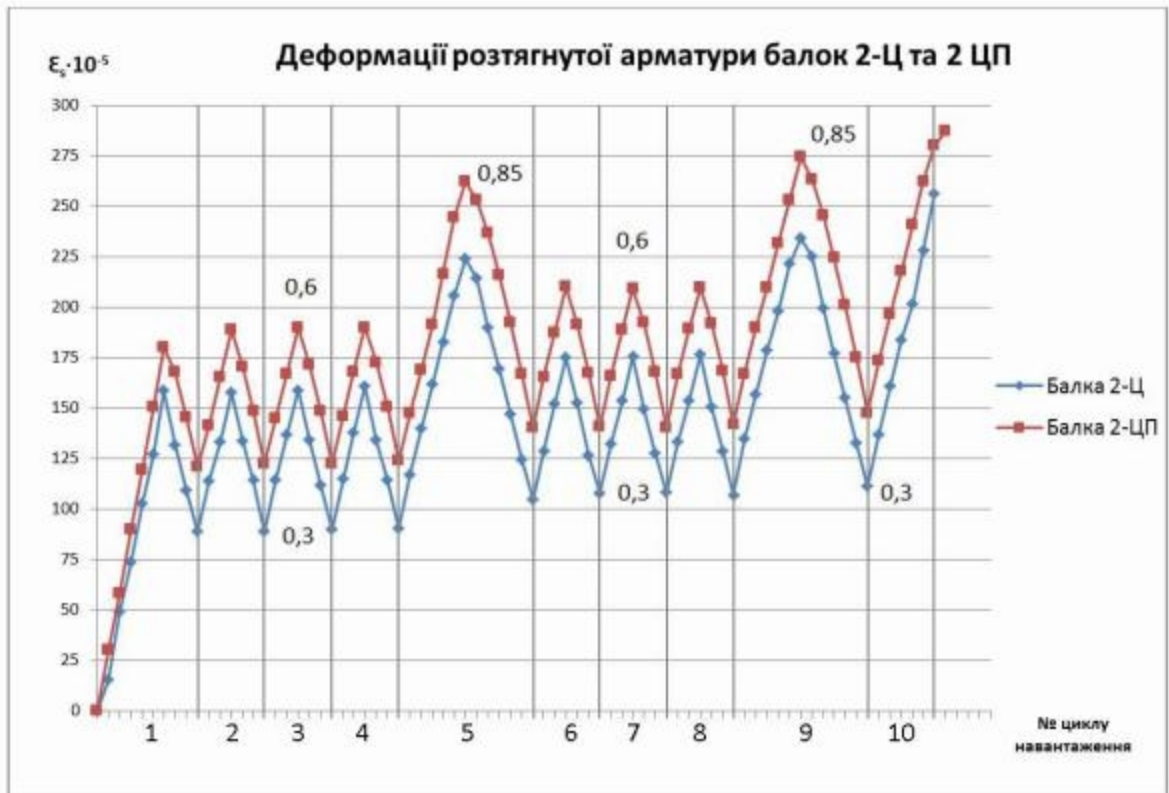


Рис. 3.16 – Графік відносних деформацій розтягнутої арматури балок 2-Ц та 2-ЦП

У таблиці 3.17 показані відносні деформації розтягнутої арматури при дії малоциклових навантажень на балки 3-Ц та 3-ЦП. За одиницю навантаження для невідсиленої балки взято 15,1 кН·м, для підсиленої – 19,5 кН·м. За наведеними даними побудовано графік зображений на рис. 3.17.



Рис 3.17 – Графік відносних деформацій розтягнутої арматури балок 3-Ц та 3-ЦП.

Таблиця 3.17

Відносні деформації розтягнутої арматури балок 3-Ц та 3-ЦП

№ з/п циклу	Долі нав-ня	Балка 3-Ц		Балка 3-ЦП	
		М, кН·м	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$	М, кН·м	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$
1	2	3	4	5	6
1	0	0	0	0	0
	0,3	4,5	77,9	5,85	99,7
	0,6	9,1	144,1	11,7	200,1
	0,3	4,5	99,5	5,85	134,4
2	0,6	9,1	150,9	11,7	209,7
	0,3	4,5	99	5,85	136,1
3	0,6	9,1	151,4	11,7	210,7
	0,3	4,5	103	5,85	135,7
4	0,6	9,1	164,4	11,7	211
	0,3	4,5	114,1	5,85	137,6
5	0,6	9,1	139,4	11,7	212,4
	0,85	13	217,2	16,5	291,2
	0,6	9,1	176,3	11,7	239,8
	0,3	4,5	121,7	5,85	155,7
6	0,6	9,1	174,1	11,7	233,2
	0,3	4,5	120,8	5,85	156,2
7	0,6	9,1	173,5	11,7	232,5
	0,3	4,5	120,8	5,85	155,8
8	0,6	9,1	173,3	11,7	232,7
	0,3	4,5	121,4	5,85	157,3
9	0,6	9,1	173,9	11,7	233,1
	0,85	13	227,5	17,55	304,8
	0,6	9,1	184,3	11,7	249,3
	0,3	4,5	128,4	5,85	164
10	0,4	6,04	146,3	7,8	192,8
	0,5	7,5	163,3	9,75	218,2
	0,6	9,1	181,2	11,7	242,1
	0,7	10,5	198,2	13,65	267,6
	0,8	12,09	217	15,6	291,2
	0,9	13,5	236,4	17,55	311,3
	1,0	15,1	250	19,5	319

Графік зображений на рис. 3.17 показує роботу розтягнутої арматури у балках з трьома стержнями. Деформування робочої арматури невідсиленої балки при рівні 0,3 з 1-го по 4-й цикл має незначний приріст до 2%, після 5-го циклу має

на 15% більші залишкові деформації ніж з 1-го по 4-й цикл. При рівні 0,6 приріст деформацій з першого по четвертий цикл складає 13%. На 5-му та 9-му циклі при рівні навантаження 0,85 присутні залишкові деформації, тому при розвантаженні балки крива не повертається в попереднє положення.

На графіку зображеному на рис. 3.18 показано деформування внутрішньої сталеві арматури у підсилених балках з однією, двома та трьома арматурними стержнями. За однакового навантаження у балках 2-ЦП та 3-ЦП, можна відмітити що балка з двома арматурними стержнями має менші деформації ніж з трьома оскільки вона переармована.

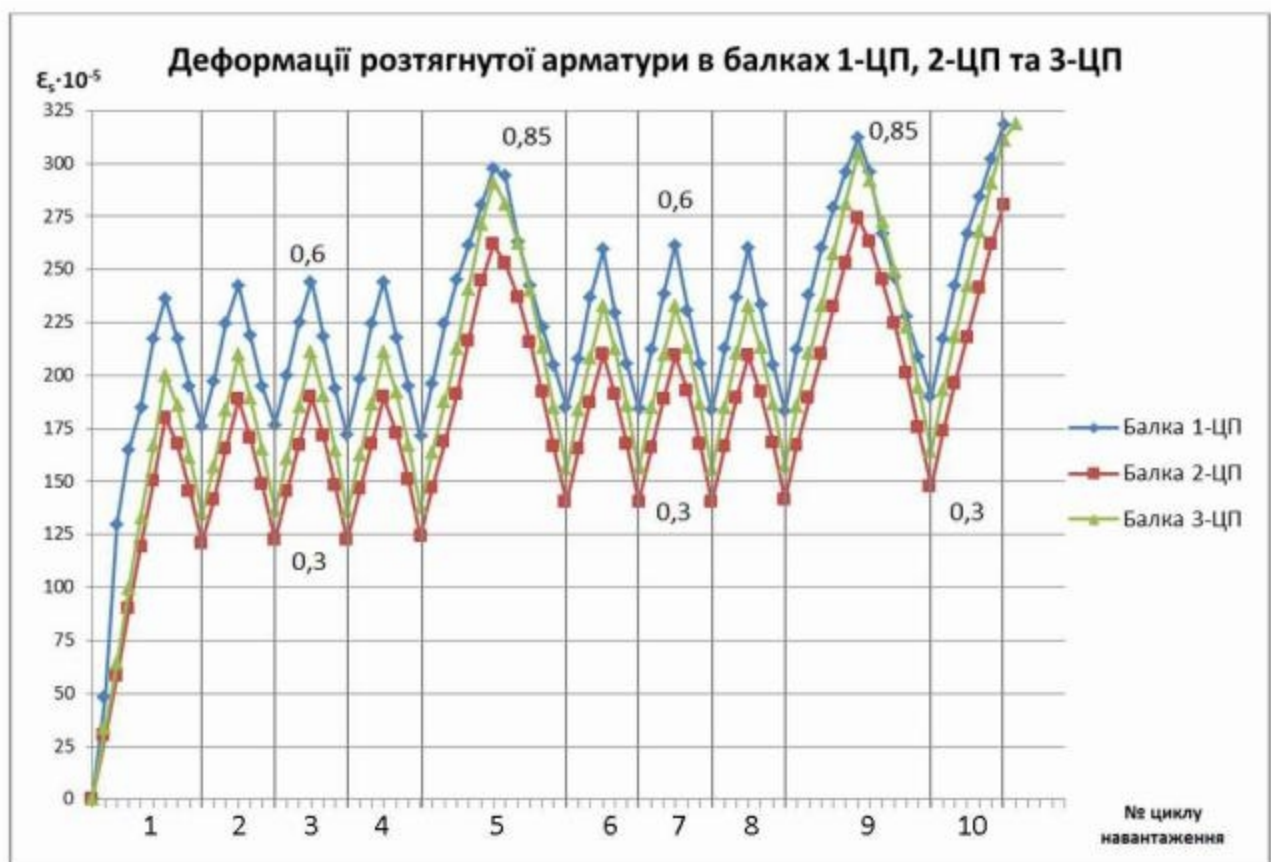


Рис 3.18 – Графік відносних деформацій розтягнутої арматури балок 1-ЦП, 2-ЦП, 3-ЦП

3.4 Висновки

1. Проаналізовані експериментальні дані випробувань згинальних залізобетонних балок до та після підсилення шпренгельною системою за дії на них одноразового та малоциклового навантаження.

2. Встановлено дійсний напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів до та після підсилення за дії одноразового та малоциклового навантаження.

3. Підсилення згинальних залізобетонних елементів шпренгельною системою дало змогу використати повністю ресурс стиснутої зони бетону. Всі експериментальні зразки після підсилення руйнувались в результаті витріскування стиснутої зони бетону балок.

4. Підсилені балки при одноразовому та малоцикловому навантаженні витримали до двох разів вище навантаження в порівнянні з непідсиленими. Це пояснюється роботою підсилення як додаткового армування, що обумовлює перерозподіл зусиль та спричинює збільшення висоти стиснутої зони бетону, яка включаючись в роботу, підвищує несучу здатність балок.

5. Малоциклові навантаження впливають на несучу здатність підсилених та непідсилених згинальних залізобетонних елементів. Експериментальні дослідження показали, що в результаті дії малоциклових навантажень спостерігалось зменшення несучої здатності як непідсилених, так і підсилених дослідних зразків в межах 4...8 %. В окремих випадках це зменшення сягало 27%.

6. Встановлено, що несуча здатність непідсилених зразків із збільшенням внутрішньої робочої арматури стабільно зростає. Щоправда, приріст несучої здатності в балці з трьома стержнями є в півтора рази меншим ніж у балки з двома стержнями. В підсилених зразках такого процесу не відбувається – приріст несучої здатності підсилених зразків з двома та трьома робочими арматурними стержнями близький між собою (55...65 %), що свідчить про те, що балки з трьома робочими стержнями є переармованими внутрішньою арматурою і підсилення дає дуже малий ефект.

7. Доведено, що малоциклові навантаження мають такий самий вплив на підсилені згинальні залізобетонні елементи, як і на непідсилені. При повторенні циклу з однаковим верхнім та нижнім рівнем навантаження, стабілізація деформацій проходить вже на другому циклі.

8. Залежність деформацій стиснутого бетону та розтягнутої робочої арматури від величини зовнішнього навантаження підсилених зразків, які до підсилення

вже експлуатувались, набуває прямолінійного характеру. Це відбувається завдяки тому, що дані конструкції вже на початку навантаження мають залишкові тріщини, які розкриваються. Розтягуючі зусилля в цьому випадку сприймає лише робоча арматура.

9. Для максимального використання підсилення шпренгельною системою вже з перших ступенів навантаження, його необхідно попередньо напружувати.

РОЗДІЛ 4

РОЗРАХУНОК ЕКСПЕРЕМЕНТАЛЬНИХ ЗРАЗКІВ ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ
РІЗНИХ РОЗРАЗХУНКОВИХ МОДЕЛЕЙ

4.1 Розрахунок дослідних балок із використанням деформаційної моделі

Розрахунок дослідних балок ведемо згідно рекомендацій: "Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі" (автори: Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В.) [36].

Розрахунок виконувався в програмному комплексі Mathcad 13, на дію одноразового навантаження. Для початку розглянемо балку 1-Р з однією робочою арматурою $\emptyset 10$ А 500С.

Вихідні дані:

- а) бетон класу С 20/25; $f_{cd} = 18,56$ МПа;
- б) арматура класу А 500С; $f_{yd} = 509,6$ МПа;
- в) проліт балки $l = 1,8$ м;
- г) розміри поперечного перерізу $h \times b = 100 \times 160$ мм;
- д) згинальний момент в прольоті балки $M = 7,8$ кН·м.

Параметри діаграми деформування бетону $\sigma_c - \epsilon_c$ зображеної на рис. 4.1 рекомендується визначати за формулами:

$$E_c = [54,6 \cdot f_{cd} / (f_{cd} + 20)] \cdot 10^3 = 2,55 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

$$\epsilon_{cl} = [235 - 81 / (1 + 7,75 \cdot 10^{-4} f_{cd}^2)] \cdot 10^{-5} = 1,7 \cdot 10^{-3};$$

$$\epsilon_{cu} = [235 + 320 / (1 + f_{cd}^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5} = 4,69 \cdot 10^{-3};$$

$$\sigma_{cu} / f_{cd} = 1,333 - \epsilon_{cu} / (3 \cdot \epsilon_{cl}) = 7,61 \text{ МПа},$$

де σ_c – напруження в бетоні;

f_{cd} – міцність бетону при осьовому стиску (призмova міцність);

ϵ_c – деформації бетону, які відповідають напруженню σ_c ;

ϵ_{cl} – максимальна деформація бетону, яка відповідає f_{cd} ;

a_k – деформації бетону, які відповідають напруженню.

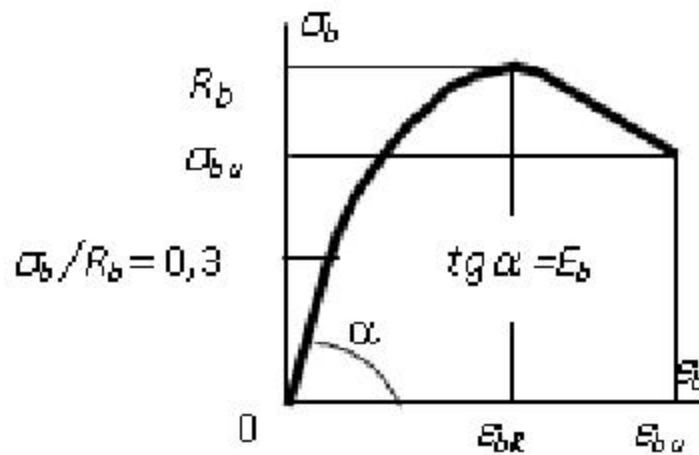


Рис. 4.1 – Діаграма деформування бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$

Значення коефіцієнтів полінома знаходяться з таких виразів:

$$a_5 = \frac{[k + 2a_1(2 - 3\gamma) + 12\gamma - 6](\gamma - 1)^2 \gamma^2 - [\beta + a_1\gamma(2\gamma - \gamma^2 - 1) + \gamma^2(2\gamma - 3)](6\gamma^2 - 6\gamma + 1)2}{2\gamma^2[(10\gamma^3 - 9\gamma^2 + 2)(\gamma - 1)^2 - (\gamma^3 - 3\gamma + 2)(6\gamma^2 - 6\gamma + 1)]}$$

і;

$$a_4 = \frac{[k - 2a_1 \cdot (3\gamma - 2) + 12\gamma - 6] - 2a_5 \cdot (10\gamma^3 - 9\gamma - 2)}{2 \cdot (6\gamma^2 - 6\gamma + 1)}$$

$$a_3 = a_1 - 2a_4 - 3a_5 - 2 = 5,661;$$

$$a_2 = 1 - a_1 - a_3 - a_4 - a$$

$$a_1 = 1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{cl}}{f_{ca}}$$

$$a_1 = 1,38; a_2 = 2,55 \cdot 10^4; a_3 = -5,73 \cdot 10^4; a_4 = 3,81 \cdot 10^4; a_5 = -6,28 \cdot 10^3.$$

$$\text{де } \gamma = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}}; \beta = 1,1 \cdot \frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cu}};$$

$$k = 2,7 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}} - 6,1 - \frac{0,005}{\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}}\right)^2}.$$

Для знаходження коефіцієнтів a_k використовується блок-схема, представлена на рис. 4.2.

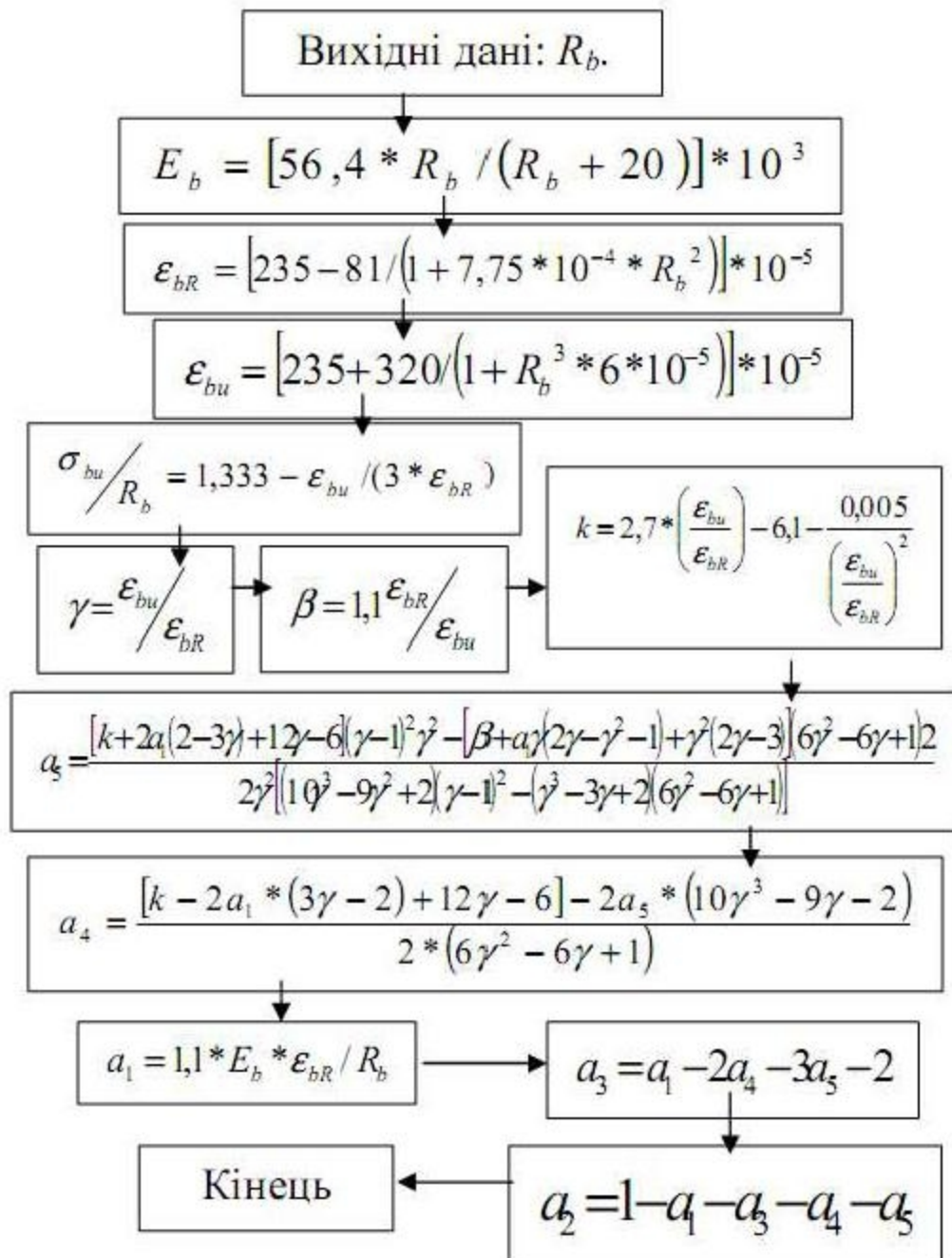


Рис. 4.2 – Блок-схема для визначення коефіцієнтів a_k (позначення згідно СНиП 2.03.01 – 84*)

Найбільш економічним армування буде тоді, коли перед руйнуванням деформації в арматурі й бетоні одночасно будуть досягати максимальних значень, тобто коли деформації у бетоні $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cu}$, а в арматурі $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{sl}$.

Гранична висота стиснутої зони бетону:

$$Z_1 = \varepsilon_{cl} \frac{d}{\varepsilon_{cl} + \varepsilon_{sl}} \quad 0,06 \text{ м.}$$

Площа перерізу робочої арматури знаходиться за блок-схемою наведеною на рис. 4.3:

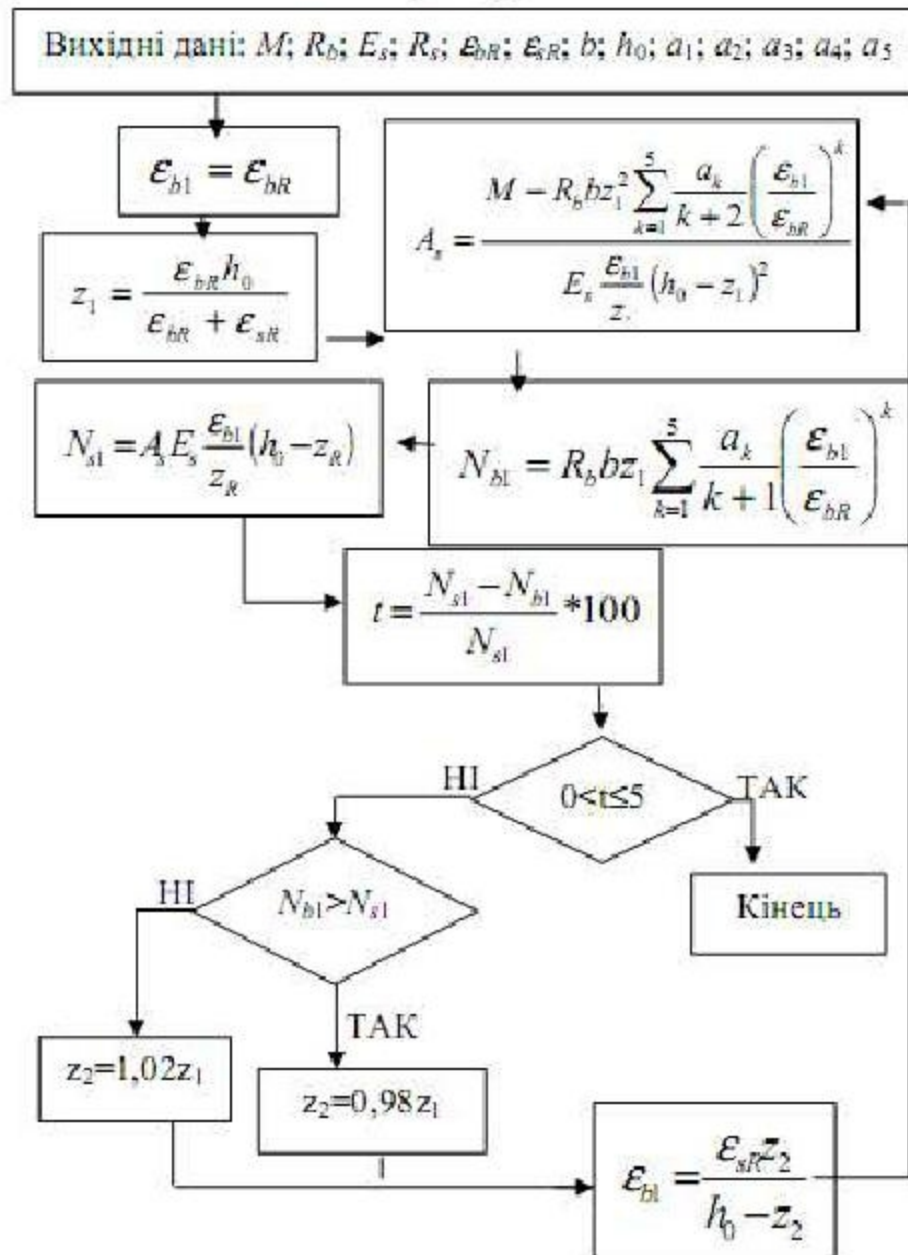


Рис. 4.2 – Блок схема для визначення поздовжньої робочої арматури (позначення згідно СНиП 2.03.01 – 84*)

$$A_s = \frac{M - f_{cd} \cdot b \cdot z_1^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\epsilon_{cl}}{\epsilon_{cl}} \right)}{E_s \frac{\epsilon_{cl}(d-z_1)^2}{z_1}} : 1,02 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Рівнодіючі внутрішніх зусиль у поперечному перерізі балки у стиснутому бетоні та розтягнутій арматурі:

$$N_{cl} = f_{cd} \cdot b \cdot z_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\epsilon_{cl}}{\epsilon_{cl}} \right)^k : 4,74 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$N_{s1} = A_s \cdot E_s \frac{\epsilon_{cl}(d-z_1)}{z_1} : 5,13 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$t = \frac{N_{s1} - N_{cl}}{N_{s1}} \cdot 100\% : 7,46 \% < 5 \%.$$

Методом послідовних наближень була змінена висота стиснутої зони бетону:

$$Z_2 = 1,01 \cdot Z_1 = 0,061 \text{ м}.$$

Тоді деформації у бетоні будуть:

$$\epsilon_{cl} = \frac{\epsilon_{sl} \cdot z_2}{d - z_2} : 1,74 \cdot 10^{-3}.$$

Повторюється розрахунок підбору перерізу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M - f_{cd} \cdot b \cdot z_1^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\epsilon_{cl}}{\epsilon_{cl}} \right)}{E_s \frac{\epsilon_{cl}(d-z_1)^2}{z_1}} : 1,01 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

$$N_{cl} = f_{cd} \cdot b \cdot z_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\epsilon_{cl}}{\epsilon_{cl}} \right)^k : 4,9 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$N_{s1} = A_s \cdot E_s \frac{\epsilon_{cl}(d-z_1)}{z_1} = 5,07 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$t = \frac{N_{s1} - N_{c1}}{N_{s1}} \cdot 100\% = 3,39; \quad 0 < t \leq 5.$$

Таким самим чином було проведено розрахунок армування балок з двома (2-Р) та трьома (3-Р) робочими арматурним стержнями. Результати розрахунку наведені в таблиці 4.1.

4.2 Розрахунок дослідних балок за формулами СНиП 2.03.01 – 84*

Нижче представлено розрахунок балки 1-Р за методикою наведеною в СНиП 2.03.01 – 84*.

Вихідні дані:

- а) бетон класу С 20/25; $f_{cd} = 18,56$ МПа;
- б) арматура класу А 500С; $f_{yd} = 509,6$ МПа;
- в) проліт балки $l = 1,8$ м;
- г) розміри поперечного перерізу $h \times b = 100 \times 160$ мм;
- д) згинальний момент в прольоті балки $M = 7,8$ кН·м.

Визначаємо граничну відносну висоту стиснутої зони елемента для даного бетону за формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{sc}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,716}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,716}{1,1}\right)} = 0,571.$$

де $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 16,7 = 0,716$.

$h_0 = h - a = 16 - 1,5 = 14,5$ см.

Визначаємо коефіцієнт α :

$$\alpha = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{7,8 \cdot 10^3}{16,7 \cdot 10^6 \cdot 0,1 \cdot 0,145^2} = 0,181.$$

За значенням α приймаємо η та ξ :

$$\eta = 0,9; \quad \xi = 0,2 < \xi_R = 0,571.$$

Визначаємо необхідну площу перерізу арматури за формулою:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot h_0 \cdot f_{yd}} = \frac{7,8 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,145 \cdot 509,6 \cdot 10^6} = 09,53 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2 = 0,953 \text{ см}^2.$$

Результати розрахунку балок 2-Р та 3-Р наведені в таблиці 4.1.

4.3 Порівняння отриманих теоретичних даних з експериментальними.

Виконавши розрахунок експериментальних балок з трьома видами армування за деформаційною моделлю запропонованою авторами [36] та нормами проектування [10] отримано результати, які наведені в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1

Результати розрахунку дослідних балок за різними методиками

№ з/п	Марка балки	Максимальний момент при однократному навантаженні (експеримент.), кН·м	Площа перерізу поздовжньої робочої арматури			Розбіжність СНИП деформ. модель
			Розрахунок за СНИП 2.03.01–84*, см ²	Розрахунок за деформаційною моделлю, см ²	Фактичне армування, см ²	
1	1-Р	7,8	0,953	1,01	0,785	+ 21,4 + 28,7
2	2-Р	11,96	2,07	2,06	1,57	+ 31,8 + 31,2
3	3-Р	15,11	2,96	2,715	2,36	+ 25,4 + 15

Проаналізувавши отримані дані можна сказати, що обидві методики розрахунку завищують несучу здатність елементів, що розраховувались. Завищення показників лежить в межах 15...30 %, що для інженерних розрахунків допускається і забезпечує певний запас міцності конструкції. Деформаційна модель показала хорошу збіжність з давно відомою методикою розрахунку згідно СНИП [10].

4.4 Висновки

1. Виконано порівняльний розрахунок експериментальних дослідних балок за деформаційною моделлю і методикою СНиП 2.03.01–84* за дії одноразового навантаження та порівняно з експериментальними даними.
2. Встановлено задовільну збіжність розрахунку згинальних залізобетонних балок по деформаційній моделі та методиці СНиП 2.03.01–84*. Розбіжність отриманих даних лежить в межах 5 %.
3. Встановлено, що відхилення між експериментальними та теоретичними даними може досягати до + 15...30%, що для інженерних розрахунків є допустимим.

РОЗДІЛ 5 ОБГРУНТУВАННЯ ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ

5.1 Визначення вартості підсилення балки шпренгельною системою

При визначенні економічної ефективності [57] підсилення залізобетонних балок шпренгельною системою за основу взято показник їх собівартості.

Слід відзначити, що не завжди економічна ефективність підсилення балок визначається зменшенням її собівартості, адже критерієм результативності впровадження підсилення конструкцій також може бути відношення критичного навантаження до площі поперечного перерізу сталеві арматури підсилення.

Створення локального кошторису на підсилення балки виконується в програмному комплексі АВК5 редакції 2.11.5, що призначений для автоматизованого визначення вартості будівництва, випуску кошторисно-ресурсної документації. Даний комплекс зорієнтований на державні будівельні норми України ДБН Д.1.1-1-2000 «Правила визначення вартості будівництва».

У роботі розглянута вартість виготовлення підсилення балки висотою $H=160$ мм, шириною $B=100$ мм, прольотом 2 м.

Основними параметрами при виготовленні підсилення балки шпренгельною системою є:

1) Матеріали

Металева опорна пластина товщина 15 мм, 160x100мм – 0,032 м²;

Сталева арматура діаметр 10мм А500С – 4 м;

Гайки М 12мм та шайби – 4 шт;

Стальна труба діаметром 12мм – 0,4м;

Кутник рівнополичковий 50x50мм – 1,4м.

2) Підготовка до монтажу конструкцій

Різання металу – при виконанні цієї операції важливим параметром є довжина лінії різання. Для підготовки матеріалів до виконання підсилення потрібно позрізати рівнополичковий кутник 50x50 мм на два відрізки по 70 см, також потрібно розрізати сталеву арматуру на 4 стержні довжиною 1 м.

Нарізання різьби на одному кінці сталевій арматури – 4 шт по 0,1м різьби під гайку М12.

3) Монтаж конструкцій підсилення

Зварювання металу: при зварюванні металевих конструкцій як правило керуються тонами звареного металу, але також є характеристика відносно довжини зварних швів. Отже, для зварювання сталевій трубки діаметром 12 мм з опорною пластиною товщиною 15 мм довжина зварних швів складає 0,2м, для зварювання рівно поличкового кутника 50x50 мм з стержневою арматурою складає 0,8м.

При монтажі необхідно встановити стержневу арматуру у сталеву трубку на кінцях балки та закрутити 4 гайки на різьбу.

Після виконання всіх цих операцій підсилену балку треба погрунтувати та пофарбувати, щоб захистити металеві конструкції від корозії.

На основі зробленого локального кошторису на виготовлення підсилення балки шпренгельною системою визначено техніко-економічні показники які наведено у таблиці 5.1.

Таблиця 5.1

Техніко-економічні показники підсилення балки шпренгельною системою

Показники	Значення показника
1. Кошторисна вартість (грн.)	331
2. Трудомісткість (люд.-год)	3
3. Середній розряд робіт	3,6

Будова - Підсилення залізобетонної балки шпренгельною системою
Шифр проекту - 1-1

Локальний кошторис № 2-1-1

Підсилення залізобетонної балки шпренгельною системою

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 0,331 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 0,003 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 0,069 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,6 розряд

Складений в поточних цінах станом на "2 листопада" 2013 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год. не зайнятих обслуговуванням машин	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
									заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Розділ 1. Підготовчі роботи								
1	E9-75-2	Виготовлення металевих конструкцій для підсилення балки <i>т</i>	0,009	<u>4701,69</u> 3588,64	<u>772,86</u> 63,18	42	32	<u>7</u> 1	<u>176,00</u> 3,19	<u>2</u> -
		в тому числі: Нарізання різьби на стержневій арматурі <i>м</i>	0,4							
		Різання металу для конструкції підсилення <i>м</i>	0,18							
		Разом прямі витрати по розділу 1, грн.				42	32	<u>7</u> 1		<u>2</u> -
		в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				3				
		всього заробітна плата, грн.				33				
		Загальноновиробничі витрати, грн.				24				
		трудомісткість в загальноновиробничих витратах, люд.-год.				-				
		заробітна плата в загальноновиробничих витратах, грн.				5				
		Всього по розділу 1, грн.				66				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Розділ 2. Матеріали								
2	C1110-173	Сталь кутова 50x50 мм Т	0,002913	<u>6255,96</u>	-	18	-	-	-	-
3	C147-1-10	Стрижнева арматура А500С, діаметр 10 мм 100кг	0,02468	<u>5319,64</u>	-	131	-	-	-	-
4 & C1545-470-И	Гайка діаметом 12 мм. шт		4	<u>2,62</u>	-	10	-	-	-	-
5 & C1545-283-И	Шайба стальна, діаметр 12 мм 100шт		0,04	<u>65,64</u>	-	3	-	-	-	-
6	C111-1121 варіант 3	Товстолистовий прокат в листах, товщина 15 мм, ширина понад 1400 до 1500 мм, сталь марки С255	0,004	<u>5862,93</u>	-	23	-	-	-	-
7	C113-1	Труби сталеві зварні водогазопровідні з різьбою, чорні легкі неоцинковані, діаметр умовного проходу 15 мм, товщина стінки 2,5 мм М	0,4	<u>16,53</u>	-	7	-	-	-	-
Разом прямі витрати по розділу 2, грн.						192	-	-	-	-
в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						192	-	-	-	-
Всього по розділу 2, грн.						192				
		Розділ 3. Монтажні роботи								
8	E9-35-1	Монтаж конструкцій підсилення шпренгельною системою залізобетонної балки довжиною 2м т	0,009	<u>4071,08</u> 2658,66	<u>73,66</u> 23,53	37	24	<u>1</u> -	<u>138,40</u> 1,27	<u>1</u> -
в тому числі:										
Зварювання сталевієї пластини товщ. 15мм з трубою діаметром 15мм м						0,2				
Зварювання кутника 50x50мм з стержневою арматурою діаметром 10мм м						0,8				
Закручування гайок М12 шт						4				
9	P12-49-2	Просте фарбування емалевими фарбами збірних конструкцій, підготовлених під фарбування 100м2	0,005	<u>3432,51</u> 568,04	<u>23,35</u> 12,13	17	3	-	<u>29,22</u> 0,68	-
Разом прямі витрати по розділу 3, грн.						54	27	<u>1</u> -		<u>1</u> -
в тому числі:										

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				26				
		всього заробітна плата, грн.				27				
		Загальновиробничі витрати, грн.				19				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.				-				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				4				

		Всього по розділу 3, грн.				73				
		Разом прями витрати по кошторису, грн.				288	59	8		3
		в тому числі:						1		-
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				221				
		всього заробітна плата, грн.				60				
		Загальновиробничі витрати, грн.				43				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.				-				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				9				

		Прямі витрати будівельних робіт , грн.				257				
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				190				
		заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.				59				
		заробітна плата в експлуатації машин, грн.				1				
		Загальновиробничі витрати, грн.				43				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				9				
		Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.				300				
		кошторисна трудоємність, люд.-год.				3				
		кошторисна заробітна плата, грн.				69				

		Прямі витрати монтажних робіт , грн.				31				
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				31				
		Всього кошторисна вартість монтажних робіт , грн.				31				

		Всього по кошторису, грн.				331				
		Кошторисна трудоємність, люд.-год.				3				
		Кошторисна заробітна плата, грн.				69				

Склав _____

Перевірив _____

5.2 Висновки

Отриманий локальний кошторис з програмного комплексу АВК5 на підсилення балки шпренгельною системою показує вартість даного підсилення яка складає 331 грн. Прямі витрати по кошторису становлять – 288 грн. Кошторисна вартість будівельних робіт по підсиленню балки шпренгельною системою дорівнює 300 грн. Трудомісткість робіт складає 3 люд.-год., а заробітна плата – 69 грн. Отже, виходячи з кошторисного розрахунку можна побачити, що підсилення шпренгельною системою має невелику вартість будівельних робіт, тому є економічно вигідним.

РОЗДІЛ 6

СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

6.1. Порівняння підсилення згинальних залізобетонних елементів

У спеціальній частині розглянуто порівняння підсилення балки шпренгельною системою та підсилення залізобетонних балок монолітними залізобетонними обоймами набризком. В програмному комплексі АВК-5 редакції 2.11.5 складено кошторис для підсилення балки шпренгельною системою, який наведено у розділі 5, та зроблено локальний кошторис на підсилення конструкцій нарощуванням поперечного перерізу.

У таблиці 6.1 показано калькуляцію собівартості для підсилення залізобетонних балок монолітними залізобетонними обоймами набризком.

Таблиця 6.1

Калькуляція собівартості

Статті витрат	Витрати (грн)
	Підсилення конструкцій нарощуванням поперечного перерізу
1. Сировина і основні матеріали:	
1.1 Метал	181
1.2 Допоміжні матеріали	45
1.3. Електроенергія та паливо	12
2. Основна зарплата виробничих працівників	417
3.Нарахування на зарплату основних виробничих працівників	78
4. Загальновиробничі витрати	331
5. Адміністративні витрати	17
Повна собівартість	807

Локальний кошторис виконано в програмному комплексі АВК5 згідно вимогам діючих норм ДБН та ДСТУ, та цін станом на IV квартал 2013 року

Будова - Підсилення залізобетонних балок монолітними залізобетонними обоймами набризом
Шифр проекту - 1-2

Локальний кошторис № 2-1-1
на Загальнобудівельні роботи
Підсилення залізобетонних балок монолітними залізобетонними обоймами набризом

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 0,807 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 0,022 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 0,495 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,9 розряд

Складений в поточних цінах станом на "3 листопада" 2013 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год. не зайнятих обслуговуванням машин	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
									заробітної плати	в тому числі заробітної плати
				5	6	7	8	9		
1	E46-2-1	Підсилення існуючих залізобетонних балок монолітними залізобетонними обоймами набризом м3 У тому числі роботи: Підготовка поверхні бетону балки, м2 Зварювання сталевго каркасу(обойми)балки, т Монтаж сталевго каркасу підсилення балки, шт Замонолічування каркасу(обойми) балки бетоном м3 У тому числі матеріали: С111-324 Кисень технічний газоподібний м3 С111-1306 Портландцемент загальнобудівельного призначення бездобавковий, марка 500 т С111-1529 Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42 т С123-515-У Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 40 мм варіант 1 м2	0,026	1509,4 1320,7	129,87 7,94	468	409	19 1	64 0,48	20 6
			0,84							
			0,052							
			1							
			0,025							
			0,775	3,59		2,78				
			0,1612	--		-				
			0,00093	111,21		0,10				
			1,6368	26,99		44,18				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	C142-10-2 варіант 2	Вода	0,2046	3,00		0,61				
	C1113-103 варіант 1	Стальна арматура для підсилення	0,018	2117,46		181				
	C1113-301	Порошок цинковий, марка ПЦ1	0,0031	--		-				
	C1421-10634	Пісок природний, рядовий	0,2976	--		-				
	C1425-11685	Розчин готовий важкий цементний, марка М200	0,0062	--		-				
	C1546-66	Пропан-бутан технічний	0,155	7,72		1,20				
	C1999-9001	Енергоносії машин, врахованих в складі загальновиборничих витрат	1,190865	0,896		1,07				
		Електроенергія								
		Разом матеріалів, грн.				226,3				
2	P12-53-1	Вапняне фарбування з/б балок по підготовленій поверхні	0,026	297,58	12,44	8	7	-	15,36	-
		100м2		284,01	4,89			-	0,26	-
		У тому числі матеріали:								
	C111-253	Вапно будівельне негашене грудкове, сорт 1	0,000494	--		-				
	C111-1608	Дрантя	0,0026	--		-				
	C142-10-2	Вода	0,003224	--		-				
	C1999-9001	Енергоносії машин, врахованих в складі загальновиборничих витрат	0,0327262	0,896		0,03				
		Електроенергія, кВт-год				0,03				
		Разом матеріалів, грн.				476	409	19		20
		Разом прями витрати по кошторису, грн.						1		6
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				226				
		всього заробітна плата, грн.				417				
		Загальновиборничі витрати, грн.				331				
		трудомісткість в загальновиборничих витратах, люд.-год.				2				
		заробітна плата в загальновиборничих витратах, грн.				78				
		Прямі витрати будівельних робіт, грн.				476				
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				226				
		заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.				416				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		заробітна плата в експлуатації машин, грн.				12				
		Загальновиробничі витрати, грн.				331				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.				2				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				78				
		Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.				807				
		кошторисна трудоємність, люд.-год.				22				
		кошторисна заробітна плата, грн.				495				

		Всього по кошторису, грн.				807				
		Кошторисна трудоємність, люд.-год.				22				
		Кошторисна заробітна плата, грн.				495				

Склав _____

Перевірив _____

Розрізняють нарощування по всьому периметру конструкції (у вигляді обойми), за трьома сторонами (у вигляді «сорочки»). При такому з'єднанні необхідно забезпечити надійний зв'язок нового бетону з колишнім по поверхні контакту.

Підготовку поверхонь «старого» бетону для кращого зчеплення зі знову укладеною бетонною сумішшю здійснюють із застосуванням механічних сталевих щіток, малогабаритних гідропіскоструйних апаратів і високонапірних водяних установок, коли проводиться реконструкція будівель. Бетон доцільно зачистити до робочої арматури, з якою буде з'єднуватися арматура підсилення. Укладання бетонної суміші при нарощуванні перетину проводять на очищену, шорстку і зволожену поверхню з обов'язковим ущільненням (допустимо застосування литих бетонних сумішей).

Для згинальних елементів надійно влаштовувати обойми, які щільно охоплюючи підсилюваний елемент, починають працювати з ним як єдине ціле. Поверхня підсилення очищається, встановлюється вертикальна арматура і хомути. Мінімальна товщина обойми приймається 30 мм при торкретуванні і 60 мм – при звичайному бетонуванні. Товщина обойми визначається розрахунком, залежить від способу виконання, діаметра арматури, товщини захисного шару при бетонуванні в опалубці.

При підсиленні залізобетонних конструкцій нарощуванням перерізу особливу увагу необхідно надати заходам по створенню необхідних вологісних умов для набору міцності бетону підсилення. Це пов'язано з тим, що бетонна суміш в порівняно тонких шарах підсилення легко віддає вологу за рахунок капілярного підсосу, так і за рахунок випаровування. Тому підтримка вологісного режиму для бетону підсилення повинна починатися негайно слідом за бетонуванням і тривати безперервно протягом 7 ... 10 діб шляхом утримання бетону в опалубці, періодичного зволоження, укриття водонепроникними плівками.

При підсиленні конструкцій нерідко доцільно прискорити твердіння бетону, що досягається застосуванням термоактивної опалубки, інфрачервоного

і індукційного нагріву, використанням хімічних добавок-прискорювачів твердіння.

Для порівняння у таблиці 6.2 наведені техніко–економічні показники двох способів підсилення залізобетонних балок. До загальних показників відносяться: кошторисна вартість (грн); трудомісткість (люд.-год); Середній розряд робіт [57].

Таблиця 6.2

Техніко-економічні показники підсилення.

Показники	Підсилення шпренгельною системою	Підсилення залізобетонних балок монолітними залізобетонними обоймами набризком
1. Кошторисна вартість (грн.)	331	807
2. Трудомісткість (люд.-год)	3	22
3. Середній розряд робіт	3,6	3,9

6.2 Висновки

Після аналізу отриманих результатів, підсилення балки шпренгельною системою має кращі показники щодо вартості виготовлення і трудомісткості будівельних робіт – даний процес є простим у виконанні. Підсилення залізобетонних балок монолітними залізобетонними обоймами набризком є трудомістким процесом який вимагає робітників вищої кваліфікації. Витрати матеріалів набагато більші порівняно з підсиленням шпренгельною системою, що робить конструкцію важкою. Також вагомим недоліком такого способу підсилення є значні затрати часу для виконання ремонтно-реставраційних робіт.

РОЗДІЛ 7

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

7.1 Охорона праці

7.1.1 Загальні положення охорони праці

Законодавство про охорону праці складається з Кодексу законів про працю України: закону України „Про охорону праці” та інших нормативних актів. Закон України „Про охорону праці” був прийнятий Верховною Радою України 14 жовтня 1992 року і введений в дію з 24 жовтня 1992 року[58]. Він визначає основні положення щодо реалізації конституційного права громадян на охорону, їх життя і здоров'я в процесі трудової діяльності, регулює за участю відповідних державних органів відносини між власником підприємства, установи і організації або уповноваженим їм органом і працівником з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища і установлює єдиний порядок організації охорони праці в Україні.

Охорона праці - це система правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних і лікувально-профілактичних заходів та засобів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. Головний об'єкт охорони праці - це людина в процесі праці, виробниче середовище, організація праці на виробництві. Основна мета охорони праці - це створення здорових і безпечних умов праці.

Важливими нормативними актами з питань охорони праці є міжнародні договори або міжнародні угоди, до яких приєдналась Україна у встановленому порядку. Крім того, законодавство про охорону праці складається з Кодексу законів про працю України та інших нормативних актів[59].

Крім законодавчих актів, правові відносини у сфері охорони праці регулюються підзаконними нормативно-правовими актами, Указами і

розпорядженнями Президента, рішеннями Уряду, нормативними актами Міністерств та інших центральних органів державної виконавчої влади.

До найважливіших актів з охорони праці належать:

Закон України "Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності" (23.09.1999 р. № 1105);

Порядок розслідування та обліку нещасних випадків, професійних захворювань і аварій на виробництві (25.08.2004 р. №1112);

Порядок видачі дозволів Державним комітетом з нагляду за охороною праці та його територіальними органами (15.10.2003 р. № 1631);

Порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці (01.08.1992 р. №442) і ін.

Спеціальними законодавчими актами є міжгалузеві та галузеві акти про охорону праці: Державні стандарти, Системи стандартів безпеки праці, будівельні норми і правила. Санітарні норми, правила будови електроустановок, норми радіаційної безпеки, правила будови та безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів та ін.

7.1.2 Правила техніки безпеки при роботі в лабораторії.

Перед проведенням дослідження будівельних конструкцій у лабораторії студенти повинні ознайомитися з правилами техніки безпеки [59], що підтверджується особистим підписом у спеціальному журналі проходження інструктажу на робочому місці. Інструктаж студентів з правил техніки безпеки проводить викладач, підпис якого повинен стояти в спеціальному журналі навпроти кожного прізвища студента.

При цьому особа, яка проводить інструктаж, звертає увагу на наступне:

- зони, які є небезпечними у відношенні ураження електричним струмом та падіння;
- дію персоналу в екстрених випадках;

- комутаційні апарати, що переривають електропостачання лабораторій;
- індивідуальні засоби захисту від ураження електричним струмом та заходи надання першої допомоги постраждалому.

При виконанні лабораторних робіт необхідно суворо дотримуватися наступних правил безпеки:

- категорично забороняється ввімкнення та відключення комутаційних апаратів ввідного щита;
- не можна залишати без нагляду лабораторну установку, що знаходиться під напругою;
- у разі виникнення аварійної або непередбаченої ситуації, установку необхідно вимкнути;
- необхідні з'єднання в схемах здійснювати лише при відсутності напруги на лабораторному стенді;
- заборонено здійснювати переключення чи інші дії, які не передбачено порядком проведення лабораторної роботи;
- подача напруги на об'єкт дослідження чи пристрій здійснюється лише після перевірки схеми викладачем та в його присутності.

Умови праці на робочому місці, безпека технологічних процесів, машин, механізмів, устаткування та інших засобів виробництва, стан засобів колективного та індивідуального захисту, що використовуються працівником, а також санітарно-побутові умови повинні відповідати вимогам законодавства.

Забороняється допускати студентів, аспірантів і співробітників до роботи в лабораторії без ознайомлення із інструкцією безпеки праці. Проходження інструктажу відзначається розписом в лабораторному журналі по техніці безпеки. Відповідальність за це несе керівник лабораторії.

Під час роботи в лабораторії дотримуйте чистоту, порядок і правила техніки безпеки, оскільки безладність, поспішність або неохайність в роботі часто призводять до нещасних випадків з тяжкими наслідками.

Забороняється в лабораторії пити воду, приймати їжу, палити.

7.1.3 Загальні положення електрозварювальних робіт

При провадженні електрозварювальних робіт на зварника діють промені зварної дуги, на очі й частини тіла можуть попасти бризки розплавленого металу й шлаку, йому загрожує небезпека враження електрострумом[60].

Безпека зварювальних робіт цілком залежить від рівня професійної майстерності, знань і уміння виконання їх зварником.

До виконання електрозварювальних робіт допускаються особи не молодше 18-літнього віку, які пройшли медичний огляд, навчені за програмою теоретичної і практичної підготовки, склали іспит кваліфікаційній комісії і мають посвідчення установленого зразка з вкладишем талона пожежної безпеки та яким присвоєна II група з техніки безпеки.

Осіб жіночої статі можна допускати до виконання ручного електродугового зварювання тільки на відкритих майданчиках, не в приміщенні.

Кожен електрозварник може бути допущений до роботи тільки після проходження ним ввідного (загального) інструктажу з техніки безпеки, виробничої санітарії та пожежобезпеки, інструктажу на робочому місці, який слід проводити при кожному переході на іншу роботу або при зміні умов праці.

Повторний інструктаж провадиться не рідше одного разу на три місяці. Проведення інструктажу реєструється у спеціальному журналі. Знання зварниками правил техніки безпеки перевіряються щорічно.

7.1.4 Безпечна експлуатація електрозварювальних установок

Електрозварювальна установка (трансформатор, агрегат, перетворювач) повинні мати паспорт, інструкцію по експлуатації та інвентарний номер[60].

Джерелами зварного току можуть бути спеціально призначені для електрозварювальних робіт трансформатори, генератори і випрямлювачі. В електричну мережу їх включають тільки за допомогою пускових пристроїв.

Здійснювати живлення зварною дугою від силової або освітлювальної електромережі забороняється.

Включати в електромережу і відключати від неї електрозварювальні установки, а також ремонтувати їх повинні тільки електромонтери. Зварникам виконувати ці роботи забороняється.

При одночасному використанні кількох трансформаторів їх встановлюють не ближче як 0,35 м один від одного. Відстань між ними і ацетиленовими генераторами повинна бути не менше 3 м. Електрозварювальні трансформатори слід перевіряти не рідше одного разу на місяць.

Оглядають і чистять установки пускової апаратури не рідше як один раз на місяць. Ізоляцію струмоведучих частин зварного ланцюга перевіряють не рідше як один раз на три місяці (при автоматичному зварюванні під шаром флюса - один раз на місяць). При цьому витримується напруга 2 кВ протягом 5 хв. Результати перевірки реєструються в журналі.

Електродотримач повинен бути легким, зручним у роботі, забезпечувати надійний затиск і швидко зміну електродів, просто і надійно з'єднуватись зі зварювальним проводом, а також мати козирок, який захищає руку зварника.

Користуватися саморобними електродотримачами забороняється.

Держак електродотримача повинен бути з теплоізоляційного діелектричного матеріалу.

Забороняється застосовувати електродотримачі з підвідними проводами в держаку при силі току 600 А й більше. Як зворотний провід, який з'єднує зварювальний виріб з джерелом току, можуть бути гнучкі проводи, а також, де це можливо, сталеві шини будь-якого профілю достатнього перерізу, плити і сама зварювана конструкція. Використання як зворотного проводу мережі заземлення металевих будівельних конструкцій, комунікацій і незварюваного технологічного обладнання забороняється. Корпус зварювального трансформатора і вторинну обмотку необхідно заземлювати (занулювати). Діаметр заземлюючого гвинта - не менше 8 мм.

Виконують електрозварювальні роботи в спеціальному приміщенні, вільна площа якого (без обладнання) повинна бути не менше 3 м² для кожного поста, підлога - щільна, з вогнестійких матеріалів, стіни пофарбовані світлою матовою фарбою (сірою, голубою, жовтою), стіл - заземлений, стілець - на ніжках з регулятором висоти сидіння, під ногами - килимок.

Роботу в закритих приміщеннях слід вести не менше як двома особами, причому одна повинна мати кваліфікаційну групу не нижче II і знаходитися зовні зварювальної місткості для контролю за безпечним веденням роботи зварником.

Електрозварювальні установки, що працюють в особливо небезпечних умовах, повинні бути забезпечені пристроями автоматичного включення. Місця провадження робіт при відсутності неспалимого захисного настилу або настилу, захищеного неспалимим матеріалом, повинні бути захищені від спалимих матеріалів у радіусі не менше 5 м, а від вибухонебезпечних - 10 м.

Електрозварник повинен бути забезпечений необхідними засобами індивідуального захисту - брезентовим костюмом, черевиками, щитками-масками з світлофільтрами.

При зварюванні сталі, крім спецодягу, взуття та рукавиць, зварнику слід користуватися шлемом, азбестовими або брезентовими нарукавниками, а при зварюванні кольорових металів і сплавів з вмістом цинку, міді, свинцю - респіраторами і хімічним фільтром.

У майстернях, на будівельних майданчиках, робочих місцях необхідно вивішувати плакати, попереджувальні написи про безпеку опромінення очей і шкіри працюючих. Усі обертові частини зварних агрегатів повинні бути огорожені.

Електрозварювальна установка повинна бути зареєстрована, паспорт та інструкція по експлуатації знаходитися у головного механіка підприємства. Кожен зварювальний агрегат слід підключати до індивідуального рубильника з запобіжниками або до автомата[60].

При провадженні зварювальних робіт забороняється:

- працювати з несправною апаратурою, зварювати свіжопофарбовані конструкції та вироби до повного висихання фарби, користуватися одягом і рукавицями зі слідом на них масел, жирів, бензину, гасу та інших горючих рідин;
- зварювати або нагрівати відкритим вогнем апарати і комунікації, заповнені горючими і токсичними речовинами, а також знаходитися під тиском негорючих рідин, газів, парів, повітря та електричної напруги.

7.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Внаслідок надзвичайної ситуації природного чи техногенного характеру (а загалом будь-якого походження) може сформуватися надзвичайний екологічний стан[58,59], коли на певній території проживання населення може бути або однозначно неможливе (як це сталося після аварії на Чорнобильській АЕС), або потребуватиме обмежень.

Згідно з чинним законодавством України рішення про запровадження надзвичайного екологічного стану ухвалює Президент України за поданням Ради національної безпеки і оборони України або Кабінету Міністрів України.

Згідно з термінологією, прийнятою в законодавстві України, надзвичайна ситуація техногенного та природного характеру — це порушення нормальних умов життя і діяльності людей на окремій території чи об'єкті на ній або на водному об'єкті, спричинене аварією, катастрофою, стихійним лихом або іншою небезпечною подією, у тому числі епідемією, епізоотією, епіфітотією, пожежею, що призвело (може призвести) до неможливості проживання населення на території чи об'єкті, здійснення там господарської діяльності, загибелі людей та/або значних матеріальних втрат.

Надзвичайна ситуація може виникнути в результаті виникнення аварій на виробництві. Виробничі аварії при виникненні надзвичайної ситуації можуть бути різноманітними. Причинами їх можуть бути: стихійні лиха (землетруси,

зсуви, повені, пожежі тощо), а також порушення технології виробництва і правил техніки безпеки [62].

Найбільш типовими наслідками аварій можуть бути: вибухи, пожежі, затоплення, завали шахт, зараження навколишнього середовища сильнодіючими отруйними речовинами.

Під стихійним лихом розуміють таке явище природи, яке не може бути відвернуте і характеризується порушенням нормальної життєдіяльності значної групи населення, загрози для їх життя, руйнуванням чи затопленням та знищенням матеріальних цінностей. До них відносяться: повені; селеві потоки; урагани; зсуви; землетруси та інші.

До стихійних лих відносяться також масові лісові пожежі по тим втратам, які вони завдають народному господарству і великій небезпеці для населення, що проживає у районах, охоплених пожежами [63].

Масштабними аваріями на промислових підприємствах вважаються надзвичайні ситуації, які викликають раптову зупинку робот, створюють небезпеку для життя людей і можуть призвести до руйнування виробничих будівель, ушкодження чи знищення устаткування, сировини і готової продукції, а також до зараження місцевості отруйними речовинами і загазованості атмосфери. Наслідком аварій, а іноді і причиною їх можуть бути вибухи і пожежі [63].

Масштабні виробничі аварії і катастрофи можуть призводити до загибелі людей і завдавати відчутних втрат народному господарству. Тому забезпечення безаварійної роботи підприємств слід розглядати як важливу державну справу, яка потребує повсякденної уваги керівництва, інженерно-технічних працівників. Аварії можуть трапитися на будь-яких промислових підприємствах і на транспорті, унаслідок безвідповідального відношення до своїх обов'язків усіх посадових осіб. Однак, найбільшу небезпеку несуть об'єкти [64], що виробляють чи застосовують у технології сильнодіючі отруйні речовини, вибухо і пожежонебезпечні матеріали і продукти. Небезпечними

об'єктами є також склади, бази, залізничні станції і порти, де зберігаються чи маються запаси цих матеріалів і продуктів. Аварії можуть трапитися унаслідок:

- стихійних лих; допущення прорахунків у проектуванні будівництва і обладнанні підприємства; прийняттям в експлуатацію вентиляційних систем без випробування на ефективність їх роботи; недоробок по техніці безпеки і охороні праці тощо.

Вони можуть бути також наслідком порушення технологічного процесу, несправності електропроводки і недостатнього впровадження надійних систем пожежогасіння. Аварії виникають і унаслідок необачного поводження з вогнем.

Крім того, причинами аварії можуть бути: порушення вимог і правил техніки безпеки: низька трудова і технологічна дисципліна, відсутність належного контролю за процесом виробництва.

7.3 Висновки

Аналіз причин аварій показує, що вони виникають головним чином унаслідок поганої навченості персоналу, допущеної халатності, порушень технологічного процесу виробництва і правил техніки безпеки.

Для запобігання аваріям на промислових підприємствах і транспорті заздалегідь розробляються і здійснюються організаційно-технічні заходи, спрямовані на підвищення стійкості і безаварійності роботи [63].

Правильний підхід до вивчення й вирішення проблем, пов'язаних із забезпеченням здорових і безпечних умов, у яких відбувається праця людини – одне з найбільш важливих завдань у розробці нових технологій і систем виробництва. Дослідження й виявлення можливих причин виробничих нещасних випадків, професійних захворювань, аварій, вибухів, пожеж, і розробка заходів і вимог, спрямованих на усунення цих причин дозволяють створити безпечні й сприятливі умови для праці людини. Комфортні й безпечні умови праці – один з основних факторів, який впливає на продуктивність і безпеку праці, здоров'я працівників.

РОЗДІЛ 8 ЕКОЛОГІЯ

8.1 Актуальність охорони навколишнього середовища

Охорона навколишнього природного середовища – це сукупність заходів, спрямованих на збереження, раціональне використання й відтворення природних ресурсів, переробки або утилізації відходів для забезпечення екологічної рівноваги в природі та поліпшення якості довкілля.

Проблема охорони навколишнього природного середовища особливо загострилася через те, що підвищені масштаби господарської та промислової діяльності почали порушувати природну рівновагу. Зараз у сферу виробництва втягнуто практично всі види природних ресурсів. Технологічна недосконалість обробки мінеральної й біологічної сировини спричинила глобальну проблему забруднення навколишнього середовища відходами виробництва. Для вирішення екологічних проблем необхідні: розробка екологічних технологій, котрі забезпечували б стійкий соціально-економічний розвиток без деградації навколишнього середовища; розробка економічного й соціального механізму, який сприяв би вирішенню екологічних проблем; прийняття нових міжнародних угод щодо охорони навколишнього середовища; екологічне виховання населення [65].

Отже, охорона навколишнього середовища набуває особливого значення і є актуальною в сучасний період, коли відбувається розвиток промисловості і завдається шкода екологічному стану довкілля. Зокрема у дослідженні балок забруднення відбувається при механічній обробці та зварюванні металу.

8.2 Забруднення довкілля, що виникає у результаті виконання зварювальних робіт та механічної обробки металу

Процеси електрозварювання широко використовуються в багатьох галузях промисловості при виготовленні різних виробів і конструкцій.

Вентиляція зварювального виробництва – достатньо серйозне завдання для проектувальника, при вирішенні якої необхідно враховувати достатньо багато технічних даних

Залежно від габаритних розмірів виробів збірка проводиться в багатопролітних складально-зварювальних цехах великого об'єму або в невеликих приміщеннях. Цехи можуть бути розміщені як в одноповерхових будівлях, що окремо стоять, так і прольотах блокованих корпусів, де одночасно виконуються і інші операції.

Складально-зварювальні цехи, як правило, характеризуються незначними тепловиділеннями – до 23 Вт на 1 м² площі приміщення. Виконувани в них зварювальні роботи відповідають категорії робіт середньої тяжкості.

В даний час в промисловості найбільш поширені механізована зварка у вуглекислому газі і ручна зварка штучними електродами. Також застосовується автоматична зварка під флюсом і у вуглекислому газі, порошковим дротом і в інертних газах. У ряді галузей промисловості використовується контактна зварка - в основному точкова і стикова.

Зварка дрібних виробів проводиться на стаціонарних робочих місцях - на зварювальних столах, розміщених зазвичай в кабінетах. Виготовлення великогабаритних виробів і їх елементів виконується, як правило, на спеціальних стендах, кондукторах.

Електрозварювання супроводжується виділенням зварювального аерозолі (ЗА), що містить дрібнодисперсну тверду фазу і газу. Інтенсивність виділень залежить від характеристики процесу, марки зварювальних матеріалів і зварюваного металу. При цьому визначальний вплив робить склад зварювального матеріалу. ЗА містить з'єднання заліза, марганцю, нікелю, хрому, алюмінію, міді і інших речовин, а також газу (оксиди азоту, оксид і двооксид вуглецю, озон, фтористий водень).

При розрахунках вентиляції орієнтовно можна приймати наступні середні годинні витрати зварювальних матеріалів: для ручної зварки штучними

електродами - до 1,5 кг; механізованої зварки - 2 кг; автоматичної і роботизованої зварки - 4-6 кг [66].

Прийняті в даний час гранично допустимі концентрації (ГДК) шкідливих речовин в повітрі робочої зони зварювальних цехів приведені. За відсутності правильно організованої вентиляції фактична концентрація шкідливих речовин в зоні дихання зварювачів може значно перевищувати допустиму. Результатом цього є достатньо високий в порівнянні з іншими професіями рівень професійних захворювань зварювачів: хвороба органів дихання (пневмоконіоз), отруєння марганцем, парами інших металів і зварювальними газами.

Аерозоль конденсації, що утворюється при електрозварюванні, характеризується дрібною дисперсністю. Більше 90 % частинок (у масових долях) мають швидкість витання менше 0,1 м/с. Тому частинки аерозоля легко слідує за повітряними потоками аналогічно газам.

Джерело виділення шкідливих речовин при електрозварюванні - зварювальна дуга - має незначні розміри. Безпосередньо поблизу її концентрація шкідливих речовин дуже висока. Далі конвективний потік над зварювальною ванною і нагрітим металом (виробом) виносить в повітря приміщення; при цьому відбувається інтенсивне підмішування навколишнього повітря.

У процесі видалення від джерела як по горизонталі, так і по вертикалі концентрація шкідливих речовин різко зменшується і на відстані відповідно 2 і 4 м наближається до загального фону забруднення повітря приміщення.

Загальний фон у вентильованих цехах, як правило, не перевищує рівня ГДК. Але в зоні дихання зварювача, що виконує ручні операції, зміст шкідливих компонентів зварювального аерозоля значно (у 7-10 разів) перевершує як фон, так і ГДК.

Забезпечення необхідної чистоти повітря в робочій зоні виробничого приміщення при правильній організації технологічного процесу досягається шляхом раціонального поєднання місцевої витяжної, загальнообмінної,

припливно-витяжної вентиляції, ефективного очищення повітря, що видаляється.

Механічна обробка металів на верстатах супроводжується виділенням пилю, стружки, туманів масел і емульсій. При роботі металорізального устаткування всіх видів із застосуванням мастильно-охолоджуючих рідин (емульсій, мастил) повітря забруднюється аерозолями цих речовин [67].

За 1 годину роботи металорізального верстата в розрахунку на 1 кВт потужності встановленого електродвигуна виділяється 0,2 г масляного туману або 6,3 мг туману емульсолу і 150 г парів води.

Пил, що утворюється в процесі абразивної обробки, складається на 30-40% з матеріалу абразивного круга і на 60-70% з матеріалу виробу. Кількість виділяється пилю залежить від розмірів і твердості оброблюваного матеріалу, діаметра кола (із збільшенням діаметру кола зростає кількість виділеної пилю: при діаметрі 300 мм - 155 г/год, а при 900 мм - 310 г/год) і окружної швидкості кола, а також способу подачі виробу.

Вода використовується для приготування мастильно-охолоджуючих рідин, для гідравлічних випробувань обладнання і обробки приміщення. Основними домішками стічних вод є пил, металеві та абразивні частинки, сода, масла, мила. Зміст в стоках нафтопродуктів може доходити до 1200 мг / л [68].

8.3 Заходи із зменшення забруднення довкілля

Сучасні вимоги до якості та ступеня очищення викидів досить високі.

Визначено такі основні напрямки поліпшення стану навколишнього середовища в наслідок зварювального виробництва:

- зменшити екологічні наслідки зварювального виробництва на довкілля за повним циклом виробництва продукції;
- створити екологічно чисті технології зварювання та споріднених технологій;
- забезпечити екологічну безпеку рециклінгу зварних конструкцій і споруд після вичерпання їх експлуатаційного ресурсу;

- скоротити споживання енергії і пошук шляхів застосування її нових джерел;
- зменшити кількість відходів у виробництві зварювальних матеріалів та зварних конструкцій;
- здійснити екологічно безпечну утилізацію відходів (зварювальних аерозолів, що накопичуються в системах очищення повітря, недогарків зварювальних електродів, шлаку), пакувальної тари і конструкцій, що демонтуються;
- поліпшити санітарно-гігієнічні характеристики зварювальних матеріалів;
- підвищити вимоги до безпеки і більш ефективного захисту здоров'я зварників та операторів безпосередньо на робочих місцях, а також усього персоналу;

Для їхнього дотримання необхідно використовувати технологічні процеси та обладнання, що знижують або повністю виключають викид шкідливих речовин в атмосферу, а також забезпечують нейтралізацію утворених шкідливих речовин; експлуатувати виробниче та енергетичне обладнання, яке виділяє мінімальну кількість шкідливих речовин; закрити невеликі котельні та підключити споживачів до ТЕЦ; застосовувати антитоксичні присадки, перевести теплоенергетичні установки з твердого палива на газ[69].

Способи очищення викидів в атмосферу від шкідливих речовин можна об'єднати в такі групи:

- очищення викидів від пилу та аерозолів шкідливих речовин;
- очищення викидів від газоподібних шкідливих речовин;
- зниження забруднення атмосфери вихлопними газами від двигунів внутрішнього згоряння транспортних засобів та стаціонарних установок;
- зниження забруднення атмосфери при транспортуванні, навантаженні і вивантаженні сипких вантажів.

Для очищення викидів від шкідливих речовин використовуються механічні, хімічні, фізичні, фізико-хімічні та комбіновані методи.

Механічні методи базуються на використанні сил ваги (гравітації), сил інерції, відцентрових сил, принципів сепарації, дифузії, захоплення тощо[70].

Фізичні методи базуються на використанні електричних та електростатичних полів, охолодження, конденсації, кристалізації, поглинання шкідливих речовин.

У хімічних методах використовуються реакції окислення, нейтралізації, відновлення, каталізації, термоокислення.

Фізико-хімічні методи базуються на принципах сорбції (абсорбції, адсорбції, хемосорбції), коагуляції та флотації.

8.4 Висновки

Закон “Про охорону навколишнього природного середовища” регулює відносини у галузі охорони, використання і відтворення природного середовища. Життя людини тісно пов’язане з явищами природи, що створюють основу людського буття. Навіть незначні зміни природних умов: температури, вологості, атмосферного тиску, хімічного складу повітря, води тощо) впливають на людину.

Сьогодні людство не може відмовитися від використання природних ресурсів, які є основою матеріального виробництва, але не може й миритися з деградацією навколишнього природного середовища внаслідок інтенсивної експлуатації землі, її надр, водних об’єктів, лісів, тваринного і рослинного світу. Тому важливим напрямом сучасного соціального регулювання відносин в сфері взаємодії природи і суспільства є забезпечення раціонального природо-користування. Його метою є задоволення матеріальних потреб суспільства за рахунок наявних і відновлювальних природних ресурсів, визначення найбільш ефективного, економічно вигідного їх використання без заподіяння шкоди для життєво важливих екологічних інтересів людей.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Стрімкий розвиток суспільства та промисловості, що тягне за собою зміну вимогах до будівель та споруд, наявність на ринку нерухомості великої кількості зношених будинків спричинює необхідність у ремонті, реконструкції та переоснащенні таких об'єктів. Підсилення згинальних залізобетонних елементів, які на сьогоднішній день все частіше із розвитком промисловості піддаються впливу малоциклових навантажень, є невід'ємною частиною цих процесів.

2. В роботі проаналізовані експериментальні дані випробувань згинальних залізобетонних балок до та після підсилення шпренгельною системою за дії на них одноразового та малоциклового навантаження.

3. Підсилення згинальних залізобетонних елементів шпренгельною системою дало змогу використати повністю ресурс стиснутої зони бетону. Всі експериментальні зразки після підсилення руйнувались в результаті витріскування стиснутої зони бетону балок.

4. Підсилені балки при одноразовому та малоцикловому навантаженні витримали до двох разів вище навантаження в порівнянні з непідсиленими. Це пояснюється роботою підсилення як додаткового армування, що обумовлює перерозподіл зусиль та спричинює збільшення висоти стиснутої зони бетону, яка включаючись в роботу, підвищує несучу здатність балок.

5. Малоциклові навантаження впливають на несучу здатність підсилених та непідсилених згинальних залізобетонних елементів. Експериментальні дослідження показали, що в результаті дії малоциклових навантажень спостерігалось зменшення несучої здатності як непідсилених, так і підсилених дослідних зразків в межах 4...8 %. В окремих випадках це зменшення сягало 27 %.

6. Встановлено, що несуча здатність непідсилених зразків із збільшенням внутрішньої робочої арматури стабільно зростає. Щоправда, приріст несучої здатності в балці з трьома стержнями є в півтора рази меншим

ніж у балки з двома стержнями. В підсилених зразках такого процесу не відбувається – приріст несучої здатності підсилених зразків з двома та трьома робочими арматурними стержнями близький між собою (55...65 %), що свідчить про те, що балки з трьома робочими стержнями є переармованими внутрішньою арматурою і підсилення дає дуже малий ефект.

7. Доведено, що малоциклові навантаження мають такий самий вплив на підсилені згинальні залізобетонні елементи, як і на непідсилені. При повторенні циклу з однаковим верхнім та нижнім рівнем навантаження, стабілізація деформацій проходить вже на другому циклі.

8. Для максимального використання підсилення шпренгельною системою вже з перших ступенів навантаження, його необхідно попередньо напружувати.

9. Виконано порівняльний розрахунок експериментальних дослідних балок за деформаційною моделлю і методикою СНиП 2.03.01–84* за дії одноразового навантаження та порівняно з експериментальними даними. Встановлено задовільну збіжність розрахунку згинальних залізобетонних балок по деформаційній моделі та методиці СНиП 2.03.01–84*. Розбіжність отриманих даних лежить в межах 5 %.

ВИКОРИСТАНІ ДЖЕРЕЛА

1. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будинків та споруд: Навчальний посібник. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2008. – 108с.
2. Расчет и технические решения усиленных железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / А.Б. Гольшев, П.И.Кривошеев, П.М. Козелецкий и др.: под ред. А.Б. Гольшева. – К.: Логос. – 2008. – 304с.
3. Римар Я.В. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених під навантаженням нарощуванням арматури: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Я.В. Римар. – Львів., Нац. ун-т "Львівська політехніка". 2010. – 20с.
4. Гриневич Є.О. Підсилення залізобетонних балок локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Є.О. Гриневич. – Харків: ХДТУБА, 2004. – 19с.
5. http://archive.nbuiv.gov.ua/portal/natural/Rmkbs/2011_21/90.pdf
6. Єрмоменко О.Ю. Ефективність варіантів підсилення у стиснутій зоні залізобетонних елементів, що працюють на згин. Дисс. канд. техн. наук. КНУБА, 2005. – 133 с.
7. Дубіжанський Д.І., Бліхарський З.Я., Хміль Р.Є. Методика експериментальних досліджень балок, підсилених залізобетонною обоймою, за дії навантаження // зб. наук. пр.: "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди". – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С. 795–800.
8. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. – К.: Державний комітет України з будівництва і архітектури, 2003. – 82 с.
9. Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84*. Усиление железобетонных конструкций. – Минск: Минстрой Республики Беларусь, 1998. – 189 с.

10. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

11. Мурин А.Я. Міцність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою // Вісник національного університету "Львівська політехніка" "Теорія і практика будівництва". – 2008. – №627. – С. 155–158.

12. Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Б.А. Боярчук. – Луцьк, 2003. – 157с.

13. Смолянінов М.Ю. Підсилення залізобетонних елементів, що зазнають згину, акриловим полімеррозчином // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2005. – Вип. 12. – С. 432-439.

14. Бабич Е.М. Работа элементов на поперечную силу при многократно повторном нагружении / Е.М. Бабич, А.П. Погореляк, А.С. Залесов // Бетон и железобетон.-1981.- № 6.- С. 8–9.

15. Погореляк А.П. Исследование работы железобетонных изгибаемых элементов на поперечную силу при многократно-повторных нагружениях: дисс. канд. техн. Наук / А.П. Погореляк - Ровно, 1981. 174 с.

16. Бабич Е.М. Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки / Е.М. Бабич, А.П. Погореляк // Известия вузов: Строительство и архитектура.- 1976.- № 4.- С. 33 – 36.

17. Панчук Ю.М. Деформативність згинальних залізобетонних елементів при короткочасних малоциклових навантаженнях високих рівнів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2001. – Вип. 1. – С. 105.

18. Бабич Є.М. Деструктивні особливості і малоциклова втомленість важкого бетону при малоцикловому стиску / Є.М. Бабич, Ю.М. Панчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2004. – Вип. 4. – С. 106 - 110.

19. Панчук Ю.М. Дослідження деформацій стиснутого бетону і розтягнутої

арматури залізобетонних балок зі змішаним армуванням при мало циклових навантаженнях високих рівнів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2005. – Вип. 5. – С. 226 - 235.

20. Коваль П.М., Полюга Р.І. Малоциклові навантаження в роботі автодорожніх мостів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 341-347.

21. Валовий О.І. Міцність залізобетонних балок, підсилених у розтягнутій зоні із бетонів на відходах збагачених залізних руд при малоциклових навантаженнях високих рівнів / О.І. Валовий, П.І. Герб // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2010. – Вип. 20. – С. 473 – 480.

22. Валовий О.І. Розрахунок прогинів залізобетонних балок, підсилених у розтягнутій зоні із бетонів на відходах збагачених залізних руд при малоциклових навантаженнях високих рівнів / О.І. Валовий, П.І. Герб // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С. 781 – 786.

23. Борисюк О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних згинальних елементів, підсилених зовнішньою композитною арматурою за дії малоциклових навантажень / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Рекомендації. – Рівне: НУВГП, 2012. – 38 с.

24. Дослідження роботи підсилених залізобетонних балок при дії малоциклових навантажень / О.П. Борисюк, О.П. Конончук, С.В. Мельник, В.М. Петришин // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип. 17. – С. 404 – 410.

25. Борисюк О.П. Аналіз стану питання підсилення розтягнутої зони та розрахунку за нормальними перерізами згинальних залізобетонних елементів / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 452 – 458.

26. Борисюк О.П. Методика випробовування підсилених згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях / О.П. Борисюк,

О.П. Конончук // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ: ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74. – Книга 2. – С. 709 – 717.

27. Борисюк О.П. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: НТУ, 2012. – Випуск 2 (32). – Т.2. – С. 3 – 10.

28. Борисюк А.П. Расчет прочности за нормальными сечениями, жесткостью и трещиностойкостью железобетонных балок, усиленных композитными материалами на основе углепластиков в растянутой зоне / А.П. Борисюк, А.П. Конончук // Строительство в прибрежных курортных регионах: материалы 7-й международной научно-практической конф. – Сочи: СГУ, 2012. – С. 84 – 88.

29. Конончук А.П. Экспериментальные исследования железобетонных балок усиленных композитными материалами / А.П. Конончук, П.И. Довбака // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии: материалы международной научно-технической конференции. – Могилев: ГУ ВПО "Белорусско-Российский университет", 2012. – Часть 2. – С. 99 – 101.

30. Борисюк О.П. Жорсткість та тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів підсилених вуглепластиками в розтягнутій зоні / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства: материалы III международной научно-технической Интернет-конференции. – Харьков: ХНАГХ, 2012. – С. 9 – 15.

31. Борисюк О.П. Вплив анкерування композитної стрічки при підсиленні дослідних зразків згинальних елементів / О.П. Борисюк, О.П. Конончук, Ю.М. Собко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 24. – С. 496 – 501.

32. Конончук О.П. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. –

Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 479 – 486.

33. Бетоны. Методы определения призмочной прочности. ГОСТ 24452-80.
34. Бетоны: Методы определения призмочной прочности, модуля упругости. ГОСТ 10180-90. – Взамен ГОСТ 10180-78; Введ. 01.01.91. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 45 с.
35. Сталь арматурная. Методы испытаний на растяжение. ГОСТ 12004-81. – Введ. 01.07.81.
36. Бабич Є.М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі / Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. // Рекомендації. – Рівне, 2005. – 37 с.
37. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.. Востановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Атлас схем и чертижей. – Томск, 1990. 320с.
38. Гольшев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. – К.:Логос,2001. – 172с.
39. Усиление строительных конструкций. Хило Е.Р., Попович Б.С. – Львов: Вища школа: Изд – во при Львов. ун – те, 1985. - 156с.
40. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С.. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат,1990. - 250с.
41. Расчет и технические решения усиления железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований/ А.Б. Гольшев, П.И.Кривошеев, П.М. Козелецкий и др.: под ред. А.Б. Гольшева. – К.: Логос. – 2008. – 304с.
42. Куликов А.Н. К вопросу определения трещиностойкости фиброжелезобетона при осевом растяжении // Исследования в области железобетонных конструкций. Сб. тр. ЛИСИ, № 111. - Ленинград: ЛИСИ, 1976. - С. 9 - 22.
43. Кваша В.Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішнім наклеєним композитним армуванням, на основі

деформаційної моделі / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 363-371.

44. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.

45. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. М.: Стройиздат. 2007, 182с.

46. Перераспределение моментов в неразрезных железобетонных балках, упрочненных слоистыми углепластиками. Аиелло М.А., Валенте Л., Риццо А.. Мех. композит. матер. 2007. 43, № 5 с. 667 – 686.

47. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.

48. Крусь Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю.О. Крусь // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей.- Полтава,1997.- С. 265 – 268.

49. Некоторые элементы теории разрушения железобетонных конструкций, усиленных волокнистыми композиционными материалами. Римшин В.И., Омельченко Е.А. Международная научно – практическая конференция ” Научное исследование, наносистемы и ресурсосберегающие технологии в стройиндустрии (18 Научные чтения)”, Белгород, с. 132 -136, 195 – 196.

50. О перспективах применения композитных полимерных материалов в строительных конструкциях и мостах в Сибири. Устинов В.П., Бернадский А.Ф., Казарновський В.С., Петров М.Г., Устинов Б.В., Яшнов А.И.. Вестн. Сиб. Гос. Ун – та путей сообщ. 2006, № 13,с. 51 – 57.

51. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, / U. Meier, K. Kaiser //

Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), Las Vegas, Nevada, 1991. p. 224-232.

52. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates: Research and applications in Switzerland Advanced composite materials in bridges and structures. / U. Meier, M. Deuring, H. Meier, G. Shwegler // 1st International Conference. Sherbrooke, Canada.- 1992.

53. Ritchie P. External Reinforcement of Concrete Beams / P. Ritchie, D. Thomas, G. M. Connelly // Iszng Fiber-Reinforced Plastics, AC 1 Structural Journal, 8 (4), 1991, pp. 490-500.

54. Kaminska M.E. Obliczanie nosnosci belek wzmacnionych tasmami CFRP / ME. Kaminska, R. Kotynia // XLV konf. nauk. KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo - badawcze budownictwa. - Tom 2, Konstrukcje betonowe. - Krynica, - 1999.-S. 87-94.

55. Kaminska M.E. Badania zelbetowych belek z tasmami CFRP przyklejnymi na ich powierzchniach / M.E. Kaminska, R. Kotynia // XVI konferencja naukowo-techniczna "Beton i prefabrykacja". – Tom 2, - Jadwisin., - 1998. - S. 479 -484.

56. Bond behaviour of CFRP reinforcement for torsional strengthening of solid and box – section RC beams. Al – Mahaidi Riadh, Hii Adrian K.Y. Composites. B.2007.38, №5 – 6,c.720 – 731.

57. http://nebook.net/book_osnovi-ekonomchnih-teorj_568_page_1

58. Гандзюк М. П., Желібо Е. П., Халімовський М. О. Основи охорони праці / За ред.. Гандзюка М. П. - К.: Каравела 2003 - 405 с.

59. Ткачук К. Н., Халімовський М. О., Зацарний В.В., та інші. Основи охорони праці: Підручник. -К.: Основа, 2006. -444 с.

60. Справочник по охране труда на промышленных предприятиях, Ткачук К.Н. и др.-К.: Техника, 1991 -285 с.

61. Жидецький В.Ц. Основи охорони праці: Підручник. - К.: Основа, 2002. - 320 с.

62. Савельев П. С. Пожары и катастрофы. -М.: Стройиздат, 1994-432 с.

63. Пожежна безпека. Навч. посіб. /За ред. Рожкова А. П. — К.:

Пожінформтех-ніка, 1999-255 с.

64. Ротань В. Г., Зуб І. В., Стичинський Б. С. Науково-практичний коментар до законодавства України про працю. Восьме видання. Доповнене та перероблене. — К.: Видавництво А.С.К., 2007. - 944 с.

65. Стадницький Г.В.Екологія / Г.В. Стадницький, А.И. Родионов. — М.: Высшая школа, 1998. — 272 с.

66. Носовський Т.А. Основи промислової екології / Т.А. Носов-ський. — К.: ІСДО, 1996. — 80 с.

67. Торочешников Я.С. Техника защиты окружающей среды / Я.С. Торочешников и др. — М. : Химия, 1981. — 368 с.

68. Шариков А.П. Охрана окружающей среды : справочник / А.П. Шариков. — Л.: Судостроение, 1978. — 314 с.

69. Джигирей В.С. Основи екології та охорона навколишнього середовища : навч. посіб. / В.С. Джигирей. — 5-те вид., виправл. і допов. — К. : Т-во "Знання", КОО, 2007. — 422 с.

70. Джигирей В.С. Основи екології та охорона навколишнього природного середовища / В.С. Джигирей, В.М. Сторожук, Р.А. Яцюк. — Л.: Афіша, 2000. — 272 с.