

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: **«Деформативність та тріщиностійкість залізобетонних балок,
підсилених шпренгельною системою»**

Виконав: студент (ка) 6 курсу, групи МБм-61

спеціальності 8.06010101

Промислове і цивільне будівництво

(шифр і назва спеціальності)

Приступа О.М.

(прізвище та ініціали)

Керівник

к.т.н., асистент Конончук О.П.

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

Рецензент

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

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Механіко-технологічний

Кафедра Будівельної механіки

Освітньо-кваліфікаційний рівень Магістр

Напрямок підготовки 6.060101 Будівництво

(шифр і назва)

Спеціальність 8.06010101 Промислове та цивільне будівництво

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____

« _____ » _____ 201__ р.

ЗАВДАННЯ НА ДИПЛОМНУ РОБОТУ МАГІСТРА

Пристипи Олександра Миколайовича

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Деформативність та тріщиностійкість
залізобетонних балок, підсилених шпренгельною системою.

Керівник проекту (роботи) _____ к.т.н., асистент Конончук О.П.

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від « _____ » _____ 201__ року № _____

2. Термін подання студентом проекту (роботи) _____

3. Вихідні дані до проекту (роботи) експериментально-теоретичні дослідження, проведені
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.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)
Встановити вплив малоциклових навантажень на деформативність та тріщиностійкість
залізобетонних балок до та після підсилення шпренгельною системою.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
Дипломна робота складається зі вступу, 8 розділів, висновків та списку використаних джерел
із 73 найменувань. Робота викладена на 115 сторінках, із них 70 сторінок основного тексту,
9 сторінок списку використаних джерел, 18 таблиць та 34 рисунки.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

| Розділ | Прізвище, ініціали та посада консультанта | Підпис, дата | |
|----------------------------------|---|----------------|------------------|
| | | завдання видав | завдання прийняв |
| Спеціальна частина | к.т.н., асистент Конончук О.П. | | |
| Організаційно-економічна частина | к.е.н., асистент Мельник Л.М. | | |
| Охорона праці | к.т.н., доцент Каспрук В.Б. | | |
| Безпека в надзвичайних ситуаціях | к.т.н., доцент Каспрук В.Б. | | |
| Екологія | к.т.н., доцент Лясота О.М. | | |
| Нормоконтроль | к.т.н., асистент Конончук О.П. | | |
| | | | |
| | | | |

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

| № з/п | Назва етапів дипломного проекту (роботи) | Термін виконання етапів проекту (роботи) | Примітка |
|-------|--|--|----------|
| 1 | Підсилення розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів та пов'язані з ним наукові дослідження. | 3.09.2013р. | |
| 2 | Програма та методика експериментальних випробувань. | 20.09.2013р. | |
| 3 | Деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних балок, підсилених шпренгельною системою. | 11.10.2013р. | |
| 4 | Розрахунок підсилення конструкцій покриття 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул. П.Дорошенка, 82 в м. Рівне. | 3.11.2013р. | |
| 5 | Організаційно-економічна частина. | 9.11.2013р. | |
| 6 | Спеціальна частина. | 17.11.2013р. | |
| 7 | Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях. | 5.12.2013р. | |
| 8 | Екологія. | 10.12.2013р. | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |

Студент

(підпис)

Приступа О.М.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

РЕФЕРАТ

Актуальність теми. В більшості випадків бетонні та залізобетонні конструкції піддаються дії циклових навантажень, вплив яких на деформативність та міцність бетону є недостатньо вивченим. Внаслідок дії таких навантажень конструкція може втратити здатність до нормальної експлуатації через виникнення значних деформацій та тріщин що перевищують допустимі значення, або й можливе її руйнування.

Мета роботи. Встановити вплив малоциклових навантажень та передісторію завантаження на деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів підсилених шпренгельною системою.

Завдання роботи:

- проаналізувати результати експериментальних досліджень деформативності та тріщиностійкості згинальних залізобетонних балок, випробуваних на дію одноразових та малоциклових навантажень до та після їх підсилення;

- встановити вплив одноразового та малоциклового навантаження на деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних балок до та після їх підсилення;

- визначити як впливає зміна режиму малоциклових навантажень на прогини та ширину розкриття тріщин згинальних залізобетонних балок підсиленних шпренгельною системою;

- встановити ефективність підсилення згинальних залізобетонних балок при різних відсотках їх армування внутрішньою сталевною арматурою.

Галузь застосування. Реконструкція, технічне переобладнання, ремонт будівель та споруд.

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

Предмет дослідження. Деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних балок, підсиленних шпренгельною системою в розтягнутій зоні.

Методи дослідження. Аналіз літературних джерел; аналіз експериментальних досліджень роботи балок до та після підсилення за спеціально розробленою методикою; теоретичні дослідження.

Наукова новизна:

- встановлена ефективність підсилення згинальних залізобетонних елементів шпренгельною системою; руйнування підсилених експериментальних зразків відбувається по стиснутій зоні бетону, що свідчить про максимальне використання її ресурсу;

- на основі проведених теоретичних досліджень розроблено рекомендації щодо підсилення другорядної балки покриття 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул. П.Дорошенка, 82 в м. Рівне;

- отримано подальший розвиток визначення впливу зміни режиму малоциклових навантажень на прогини та ширину розкриття тріщин згинальних залізобетонних балок підсилених шпренгельною системою.

Взаємозв'язок 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.

Ключові слова: Згинальні залізобетонні елементи, підсилення, арматура, бетон, деформативність, тріщиностійкість, малоциклові навантаження.

Обсяг та структура роботи. Дипломна робота складається зі вступу, 8 розділів, висновків та списку використаних джерел із 73 найменувань. Робота викладена на 115 сторінках, із них 70 сторінок основного тексту, 9 сторінок списку використаних джерел, 18 таблиць та 34 рисунки.

Публікації. Результати роботи опубліковані у збірнику тез VI Всеукраїнської студентської науково-технічної конференції “Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання”. – Тернопіль: Тернопільський національний технічний університет ім.І.Пулюя, 2013.- Т. 1. – 282 с.

ABSTRACT

Actuality of theme. In most cases concrete and concrete bending constructions are added actions of the cyclic loadings, influence of which on rigidity and durability of concrete is studied not enough. As a result of action of such loadings a construction can lose a capacity for normal exploitation through the origin of considerable deformations (bendings, bends), cracks, that exceed legitimate values, or and its destruction is possible.

Purpose of work. To set influence of the small cycled loadings and perhistory of load on rigidity and crack resistance of reinforced concrete bending elements by the increased subdiagonal system.

Task of work:

- to analyse the results of experimental researches of rigidity and crack resistance of reinforced concrete bending beams, tested on the action of the single action and small cycled loadings before and after their strengthening;

- to set influence of the single action and small cycled loading on rigidity and crack resistance of reinforced concrete bending beams before and after their strengthening;

- to define how a change of the mode influences small cycled loadings on bendings and width of opening of cracks of resistance of reinforced concrete beams by increased subdiagonal system;

- to set efficiency of strengthening of resistance of reinforced concrete beams at the different percents of their re-enforcement an internal gadders.

Industry of application. Reconstruction, technical re-equipment, repair of buildings and structures.

Research object. Reinforced concrete beams, increased the subdiagonal system.

Article of research. Rigidity and crack resistance of reinforced concrete beams, by the increased subdiagonal system in the stretched area.

Research methods. Analysis of literary sources; analysis of experimental researches of work of beams before and after strengthening after the specially developed method; theoretical researches.

Scientific novelty:

- it is set efficiency of strengthening of bending reinforce-concrete elements by the subdiagonal system; destruction of increase experimental standards takes place on the compressed zone of concrete that testifies to the maximal use of its resource;

- on the basis of undertaken theoretical studies some recommendations were worked out in relation to strengthening of second-rate beam of coverage of 4th superficial workshop from making of the radio engineering for the street of P.Doroshenko, 82 in Rivne;

- further development of determination of influence of change of the mode of the small cycled loads is got on bending and width of opening of cracks of bending reinforce-concrete beams by the increase subdiagonal system.

Intercommunication with other works. This work is a continuation experimentally theoretical researches, conducted by Kononchuk O. and Mel'nik S. under the direction of k.t.n., doc. Borisyuk O. on the department of engineerings constructions of the National university of water economy and natural resources use.

Keywords: Reinforced concrete bending elements, strengthening, armature, concrete, rigidity, crack resistance, small cycled loads.

Volume and structure of work. Diploma work consists of entry, 8 sections, conclusions and list of the used sources, from 48 names. Work is expounded on 115 pages, from them there are 70 pages of basic phototypograph 9 pages of list of the used sources, 18 tables and 34 pictures.

Approbation of master's degree job performances. The results of the work published in collection of theses of VI the Allukrainian student to the scientific and technical conference "Natural and humanitarian sciences. Pressing questions".— Ternopil: Ternopil national technical university of I.Pulu'j, 2013.- T. 1. – 282 p.

ЗМІСТ

| | |
|--|----|
| ВСТУП..... | 9 |
| РОЗДІЛ 1. ПІДСИЛЕННЯ РОЗТЯГНУТОЇ ЗОНИ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТА ПОВ'ЯЗАНІ З НИМ НАУКОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ..... | 12 |
| 1.1. Причини та методи підсилення конструкцій будівель та споруд..... | 12 |
| 1.2. Шляхи вирішення проблеми підсилення згинальних залізобетонних елементів та пов'язані з нею наукові дослідження..... | 16 |
| 1.3. Малоциклові навантаження в роботі звичайних та підсилених конструкцій..... | 23 |
| 1.4. Мета та задачі досліджень..... | 33 |
| РОЗДІЛ 2. ПРОГРАМА ТА МЕТОДИКА ЕКСПЕРЕМЕНТАЛЬНИХ ВИПРОБУВАНЬ..... | 34 |
| 2.1. Конструкція дослідних зразків та програма експериментальних досліджень..... | 34 |
| 2.2. Методика випробувань експериментальних балок та конструкція дослідної установки..... | 36 |
| 2.3. Методика підсилення дослідних зразків шпренгельною системою.... | 40 |
| 2.4. Механічні характеристики бетонних зразків..... | 42 |
| 2.5. Механічні характеристики арматурних зразків..... | 48 |
| 2.6. Висновки..... | 49 |
| РОЗДІЛ 3. ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ТА ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ШПРЕНГЕЛЬНОЮ СИСТЕМОЮ..... | 50 |
| 3.1. Характер руйнування дослідних зразків та їх несуча здатність..... | 50 |
| 3.2. Деформативність дослідних балок випробуваних при одноразовому та малоцикловому навантаженні..... | 52 |
| 3.3. Трищостійкість дослідних балок випробуваних при одноразовому та малоцикловому навантаженні..... | 69 |
| 3.4. Висновки..... | 72 |

| | |
|---|-----|
| РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ПІДСИЛЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ 4-Х ПОВЕРХОВОГО ЦЕХУ ІЗ ВИГОТОВЛЕННЯ РАДІОТЕХНІКИ ПО вул. ПЕТРА ДОРОШЕНКА 82 В м. РІВНЕ..... | 74 |
| 4.1. Розрахунок підсилення конструкцій покриття із використанням деформаційної моделі..... | 74 |
| 4.2. Рекомендації щодо підсилення конструкцій покриття виробничого цеху..... | 84 |
| 4.3. Висновки..... | 85 |
| | |
| РОЗДІЛ 5. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА..... | 86 |
| | |
| РОЗДІЛ 6. СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА..... | 91 |
| | |
| РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ..... | 96 |
| 7.1. Нормативні акти з охорони праці..... | 96 |
| 7.2. Охорона праці при виконанні робіт з влаштування підсилення залізобетонних балок шпренгельною системою..... | 97 |
| 7.3. Безпека в надзвичайних ситуаціях..... | 100 |
| | |
| РОЗДІЛ 8. ЕКОЛОГІЯ..... | 102 |
| 8.1. Актуальність охорони навколишнього середовища..... | 102 |
| 8.2. Забруднення довкілля, що виникнуть від технологічного процесу підсилення залізобетонних балок шпренгельною системою..... | 102 |
| 8.3. Заходи зі зменшення забруднення довкілля..... | 104 |
| | |
| ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ..... | 106 |
| | |
| ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ..... | 107 |

ВСТУП

Актуальність теми. На сучасному етапі перебудови економіки, технічного прогресу й науково-технічної революції на перший план виходить необхідність швидкої перебудови виробництва з використанням нових високоефективних технологій. Заміна технологій та устаткування пов'язана, як правило, із збільшенням навантажень на конструкції, необхідністю перепланування приміщень, надбудовою будівель і споруд, пропусканням нових комунікацій. Крім цього фізичний знос конструкцій промислових будівель із залізобетону (при правильній їх експлуатації) настає орієнтовно через 100...120 років після спорудження.

Усі ці вище перераховані фактори викликають необхідність проведення реконструкцій будівель і споруд виробничого та не виробничого призначення. Будь-яка реконструкція супроводжується, як правило, зміною навантаження на будівельні конструкції і зміною їх початкових конструктивних схем, що призводить в свою чергу до необхідності збільшення несучої здатності конструкцій, тобто їх підсилення.

Оскільки серед будівельних конструкцій, які використовуються вже багато років у промислових та цивільних будинках і спорудах переважають залізобетонні, то узагальнення і аналіз існуючих пропозицій з проектування і застосування ефективних методів підсилення таких конструкцій мають актуальне значення.

Проблема стала особливо актуальною для України за останні 15–20 років через швидке зростання кількості фізично застарілих споруд, а також через збільшення експлуатаційних навантажень порівняно з прийнятими при проектуванні. Ускладнює ситуацію важкий економічний і фінансовий стан країни, малий життєвий цикл транспортних споруд, відсутність сучасної системи їх експлуатації.

У цих умовах для безаварійної експлуатації споруд, серед іншого, необхідні нові науково обґрунтовані способи підсилення елементів мостів при ремонтах і реконструкції, нові матеріали, технології і конструктивні рішення з ефективними техніко-економічними показниками і головними споживчими характеристиками

підсилених конструкцій – міцністю, витривалістю, тріщиностійкістю, надійністю і довговічністю.

В більшості випадків бетонні та залізобетонні конструкції піддаються дії циклових навантажень, вплив яких на деформативність та міцність бетону є недостатньо вивченим. Внаслідок дії таких навантажень конструкція може втратити здатність до нормальної експлуатації через виникнення значних деформацій (прогинів, вигинів), тріщин що перевищують допустимі значення, або й можливе її руйнування.

На сьогоднішній день, до кінця не вивчено питання впливу малоциклових навантажень на роботу підсилених згинальних залізобетонних елементів, а зокрема на їх деформативність та тріщиностійкість. перевищують допустимі значення, або й можливе її руйнування.

Мета роботи. Встановити вплив малоциклових навантажень та передісторію завантаження на деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів підсилених шпренгельною системою.

Завдання роботи:

- проаналізувати результати експериментальних досліджень деформативності та тріщиностійкості згинальних залізобетонних балок, випробуваних на дію одноразових та малоциклових навантажень до та після їх підсилення;

- встановити вплив одноразового та малоциклового навантаження на деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних балок до та після їх підсилення;

- визначити як впливає зміна режиму малоциклових навантажень на прогини та ширину розкриття тріщин згинальних залізобетонних балок підсилених шпренгельною системою;

- встановити ефективність підсилення згинальних залізобетонних балок при різних відсотках їх армування внутрішньою сталевую арматурою.

Наукова новизна:

- встановлена ефективність підсилення згинальних залізобетонних елементів шпренгельною системою; руйнування підсилених експериментальних

зразків відбувається по стиснутій зоні бетону, що свідчить про максимальне використання її ресурсу;

- на основі проведених теоретичних досліджень розроблено рекомендації щодо підсилення другорядної балки покриття 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул. П.Дорошенка, 82 в м. Рівне;

- отримано подальший розвиток визначення впливу зміни режиму малоциклових навантажень на прогини та ширину розкриття тріщин згинальних залізобетонних балок підсилені шпренгельною системою.

Галузь застосування. Реконструкція, технічне переобладнання, ремонт будівель та споруд.

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

Предмет дослідження. Деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних балок, підсилені шпренгельною системою в розтягнутій зоні.

Методи дослідження. Аналіз літературних джерел; аналіз експериментальних досліджень роботи балок до та після підсилення за спеціально розробленою методикою; теоретичні дослідження.

Взаємозв'язок 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.

РОЗДІЛ 1. ПІДСИЛЕННЯ РОЗТЯГНУТОЇ ЗОНИ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТА ПОВ'ЯЗАНІ З НИМ НАУКОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ

1.1. Причини та методи підсилення конструкцій будівель та споруд

В процесі експлуатації будівель і споруд періодично виникає необхідність проведення ремонту. Це пояснюється наявністю різних впливів на будівельні конструкції - непроекtnих навантажень, аварій, перепланувань, впливом агресивних хімічних середовищ. Крім того, до проведення ремонту можуть змушувати допущені при проектуванні або проведенні будівельних робіт помилки. У світлі вищесказаного стає важливим підсилення будівельних конструкцій для подовження їх терміну експлуатації.

Актуальність проблеми підсилення залізобетонних конструкцій обумовлена необхідністю вирішення наступних завдань:

- забезпечення надійності будівельних конструкцій будівель і споруд через процеси старіння конструктивних матеріалів та розвитку дефектів арматури і бетону;
- виправлення помилок будівництва та проектування;
- підвищення довговічності будівель та споруд;
- врахування впливу різних агресивних середовищ, не виконаного на стадії проектування;
- стійкості до наднормативного навантаження;
- підвищення несучої здатності елементів споруд, пов'язаного зі зміною норм проектування або зміни початкового функціонального призначення споруд, зміни їх статичної схеми;
- подолання наслідків пожеж, землетрусів, аварій та ін.

Підсилення конструкцій вимагає значно менше витрат ніж заміна їх новими, але це пов'язано з виконанням складних процесів, які необхідно враховувати комплексно при проектуванні конструкцій, виборі способу підсилення та при розробці технології виконання робіт.

Методи підсилення залізобетонних конструкцій можна розділити на дві групи. До першої відносяться заходи, направлені на повну або часткову передачу навантаження на нижче лежачу конструкцію, до другої – зв'язані зі збільшенням несучої здатності конструкції (рис.1.1). В першому випадку зводять нові конструкції, які сприймають всі навантаження, або частину і цим знижують або взагалі виключають їх дію на існуючі елементи конструкції [1].

Збільшення початкової несучої здатності може бути досягнуто простим збільшенням поперечного перерізу конструкції або зміною конструктивної схеми. Зміна конструктивної схеми, яка направлена на збільшення несучої здатності конструкції, може стосуватися самої розрахункової схеми конструкції або її напружено-деформованого стану. Це досягається введенням додаткових опор, зв'язків, натяжних і розпірних конструкцій [2].

Широко використовуються методи підсилення залізобетонних конструкцій шляхом збільшення їх поперечного перерізу. Таке підсилення можливе при наявності надійного зв'язку нового бетону зі старим по поверхні стику [3].

Збільшення поперечного перерізу конструкції досягають влаштуванням сорочок, обойм, одностороннім або двохстороннім нарощуванням. Таке підсилення досить економічне, несуттєво змінює розміри конструкції, дає можливість здійснити підсилення, не погіршуючи вигляду конструкції. Поряд із вказаними перевагами ці методи мають істотні недоліки, головним з яких є неможливість підсилення на діючих підприємствах без зупинки виробництва. Крім цього виконання підсилення трудомістке в зв'язку з необхідністю розкриття арматури, пробивання отворів в існуючій конструкції, а також з необхідністю її максимального розвантаження.

Підсилення зі зміною розрахункової схеми. Найпростішим є підсилення додатковими опорами, які зменшують розрахункові прольоти в балках, в результаті чого несуча здатність може бути підвищена в кілька разів. Додаткові опори можуть бути жорсткі або пружні.

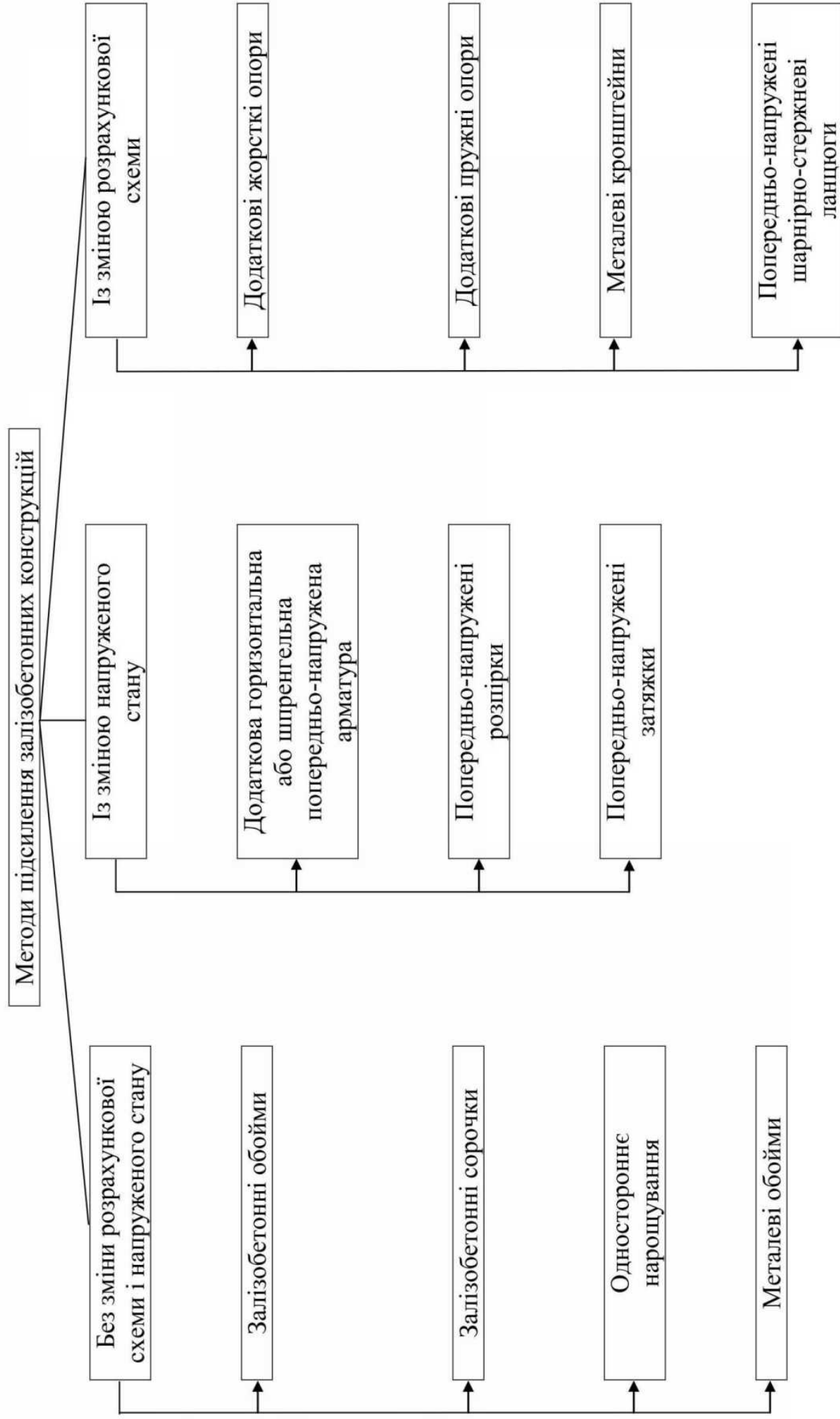


Рис. 1.1 Класифікація основних методів підсилення залізобетонних конструкцій

До жорстких розрахункових опор відносять виконані у вигляді стійок, підкосів і жорстких підвісок, коли виключається осідання проміжної опори. Влаштування проміжних жорстких опор є досить простим і часто зводиться до монтажу заготовлених конструкцій. Це дає можливість виконувати роботи на діючих підприємствах. Однак таке підсилення має істотний недолік – зменшується вільний простір приміщення. Підсилення додатковими жорсткими опорами буде ефективніше, коли підсилювана конструкція буде максимально розвантажена. Якщо конструкція знаходиться під дією постійного навантаження і не може бути розвантажена, то встановлення додаткових опор повинно супроводжуватися попереднім підняттям конструкції.

Додаткові пружні опори створюються переважно згинальними конструкціями, які кріпляться до підсилюваної конструкції. Вони являють собою балки, ферми, рами або підвіски і стійки, які включаються у спільну роботу з підсилюваним елементом. При підсиленні балок багатопрольотної будівлі застосовують розвантажуючі елементи у вигляді двох консольних пружних систем – кронштейнів, які встановлюються на проміжні опори.

Відоме підсилення балок попередньо-напруженими шарнірно-стержневими ланцюгами. Цей спосіб може застосовуватися не залежно від того, чим викликана необхідність підсилення і що у елементі необхідно підсилити. Перш за все його рекомендують для конструкцій, завантажених майже повним навантаженням, і які мають різні дефекти. В цьому випадку зусилля в елементах ланцюга і степінь розвантаження визначається попереднім навантаженням ланцюга. Однією з найважливіших переваг цього способу підсилення є те, що попереднє напруження здійснюється з достатньо точним контролем.

Останнім часом широкого розповсюдження набули методи, які будуються на включенні в залізобетонну конструкцію додаткових попередньо-напружених металевих стержнів, що змінює її напружений стан і переріз. Вони мають ряд переваг перед іншими методами: значне зменшення об'єму робіт, виконуваних на місці; зведення до мінімуму порушень структури конструкції в процесі підсилення; виключення «мокрих» процесів; мінімальні терміни; проведення

підсилення без зняття на конструкцію тимчасових навантажень. Це все особливо важливе при підсиленні конструкції без зупинки виробництва [4].

Досить простим є підсилення залізобетонних балок за допомогою додаткової попередньо-напруженої арматури. Вона може бути горизонтальною або шпренгельною. Підсилення за допомогою горизонтальної арматури застосовується при необхідності підвищення несучої здатності балок за нормальними перерізами, і в першу чергу при недостатньому повздовжньому армуванні. Але так як таке підсилення підвищує несучу здатність і по похилих перерізах, то доцільно враховувати цю обставину при оцінці міцності і похилих перерізів, що може виключити необхідність додаткового підсилення по поперечному зусиллю або істотно зменшити об'єм робіт [5].

Коли необхідно значне підсилення несучої здатності не тільки по нормальних, але і по похилих перерізах, то підсилення краще виконувати встановленням шпренгельних стержнів з якомога більшим кутом нахилу на приопорних ділянках.

Таким чином підсилення згинальних залізобетонних конструкцій за допомогою шпренгельної системи на сьогоднішній день є найпростішим, оскільки не потребує робітників високої кваліфікації та використовує матеріали широкого вжитку.

1.2. Шляхи вирішення проблеми підсилення згинальних залізобетонних елементів та пов'язані з нею наукові дослідження

Дослідженню підсилення розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів присвятили свої роботи Б.А. Ашимов, А.Я. Барашиков, Є.М. Блалі, З.Я. Бліхарський, О.П. Борисюк, Б.А. Боярчук, О.І. Валовой, І.В. Васильєв, Г.Л. Ватуля, П.І. Герб, Є.О. Гриневич, С.С. Давидов, А. Касасбех, В.Г. Кваша, М.І. Кисилієр, М.Д. Климбуш, О.П. Конончук, О.П. Кричевський, С.О. Кричевський, А.І. Мальганов, І.В. Мельник, Л.А. Мурашко, А.Я. Мурин, С.М. Новікова, В.В. Павлинов, Ф.Н. Рабінович, Я.В. Римар, А.К. Салех, М.Ю. Смолянінов, О.П. Сунак, П.О. Сунак, Г.К. Хайдуков, О.Л. Шагін та ін.

Мурин А.Я. у своїй роботі досліджував напружено-деформований стан залізобетонних балок при різних відсотках підсилення зовнішньою композитною арматурою [6].

Дослідження присвячені питанням вивчення міцності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою. Отримано експериментальні дані параметрів міцності, деформативності та тріщиностійкості при різних відсотках підсилення зовнішньою композитною арматурою.

Для реалізації поставленої мети роботи в її експериментальній частині було запроєктовано та виготовлено 12 залізобетонних балок, 36 бетонних призм та 54 бетонних кубів. Експериментальними дослідженнями встановлено значний вплив композитної підсилюючої стрічки на показники граничних станів. В залежності від площі перерізу композитної стрічки міцність експлуатаційного стану нормальних перерізів збільшилась від 26,7 до 77,8 % , момент тріщиноутворення – від 3,4 до 23,3%.

За результатами досліджень розроблено розрахунковий апарат для визначення міцності, деформативності і тріщиностійкості залізобетонних згинаних конструкцій, підсилених зовнішньою композитною арматурою, що базується на методі граничних станів і частково використовує елементи деформаційної моделі [7,8,9].

Отримано розрахункові залежності для визначення необхідної площі поперечного перерізу композитної арматури, виходячи з міцності матеріалів нормального перерізу і обмеження деформацій у композитної арматури; запропоновані розрахункові залежності для визначення деформацій і тріщиностійкості нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою. Розраховані за розробленими пропозиціями теоретичні значення міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою, деформацій бетону, композитної арматури, прогинів, моменту утворення і ширини розкриття тріщин забезпечують задовільний збіг з експериментальними даними автора та інших дослідників.

Проведені автором дослідження обґрунтовують оптимальне (мінімальне з умов міцності) використання композитної стрічки при підсиленні згинальних залізобетонних елементів. Описано конструктивне рішення підсилення конструкцій об'єктів з використанням результатів досліджень автора: при реконструкції з підсиленням балок прогонової будови шляхопроводу в с. Вістова Івано-Франківської області і при підсиленні залізобетонних плит перекриття при реконструкції ванного відділення бальнеологічної лікарні в м. Моршин.

Гриневи́ч Є.О. присвятив свою роботу запропонованому підсиленню залізобетонних згинальних елементів та нерозрізних балок локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою [10].

Запропоновано принципи підсилення залізобетонних згинальних елементів локальним попереднім напруженням додатковою зовнішньою арматурою прямолінійного і криволінійного обрису, шляхи їхньої реалізації з мінімальними витратами енергетичних і матеріальних ресурсів.

На основі положень теорії гнучких висячих ниток розроблена та експериментально перевірена методика визначення параметрів натягу арматури, що напружується, відмінність між результатами розрахунку і фактично обмірюваними не перевищує 8,3%.

Проведені експериментальні дослідження шарнірно опертих однопрольотних залізобетонних балок, підсилених обтисненням додатковою зовнішньою арматурою горизонтального і криволінійного обрису з попереднім напруженням різних рівнів, а також аналогічних балок без підсилення показали, що локальне обтиснення додатковою арматурою підвищило тріщиностійкість у 2,25...3,5 рази, несучу здатність у 1,4...1,5 рази [11,12].

Необхідний ступінь підвищення несучої здатності може бути досягнутий в основному постановкою відповідної кількості додаткової зовнішньої арматури.

Експериментально встановлені закономірності тріщиноутворення, деформування і руйнування двопрольотних залізобетонних балок, підсилених локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою в прольотах до

навантаження і під навантаженням. Випробування підтвердили факт появи позитивного згинального моменту на опорі при локальному обтисненні в прольотах.

Завдяки обтисненню в прольотах несуча здатність випробуваних балок зросла в 1,4 рази в порівнянні з несучою здатністю балок без підсилення. Величина навантаження тріщиноутворення зросла в 1,7 рази [13]. При руйнуванні балок значення напружень у додатковій зовнішній арматурі досягали межі текучості [14].

Результати даної роботи впроваджені при підсиленні трьохпрольотних нерозрізних залізобетонних балок прольотної будівлі Нетеченського моста й однопрольотних балок перекриттів п'ятиповерхового будинку в м. Харкові. Зазначене впровадження показало високу технологічність і ефективність запропонованого підсилення залізобетонних балок локальним попереднім напруженням додатковою зовнішньою арматурою.

Климпуш М.Д. присвятив свою роботу теоретичному і експериментальному дослідженню міцності, витривалості і деформативності залізобетонних балок, підсиленних наклеюванням на підсилювані поверхні вуглецевих композитів як додаткового зовнішнього армування [15].

На базі загально визнаних положень сучасної теорії залізобетону і прийнятих моделей граничної рівноваги розроблена методика розрахунку підсиленних залізобетонних балок за 1-ю і 2-ю групами граничних станів.

У роботі отримано експериментальні дані щодо міцності, витривалості, тріщиностійкості і деформативності, якими доведено, що при включенні у роботу балки на згин стрічок підсилення, несуча здатність збільшується у 1,3–1,5 рази, ширина розкриття тріщин зменшується у 1,8–1,9 рази, прогини зменшуються на 25–30 %, витривалість збільшується у 2,5–3,0 рази. Наклеєні стрічки і полотна є ефективним засобом підсилення залізобетонних балок, при обов'язковій умові їх надійного анкерування за межами зони підсилення [16,17].

Виконане за результатами дослідження підсилення балок прогінної будови моста з прогоном 22 м підтвердило технологічність способу та короткі терміни

виконання робіт. Випробування прогінної будови до та після підсилення балок показало ефективність підсилення вуглепластиковими композитними стрічками: несуча здатність збільшилась до 50 %, підвищилась тріщиностійкість, у 1,5–2,0 рази зменшилась ширина розкриття тріщин, збільшилась жорсткість, що призвело до зменшення прогинів на 30–35 %.

Результати роботи впроваджені при підсиленні балок прогінної будови довжиною 22,16 м за ТП Вип. 56 в процесі її реконструкції. Натурні випробування прогінної будови до та після підсилення балок підтвердили ефективність застосованої системи підсилення для сприйняття підсиленою прогінною будовою нормованих тимчасових навантажень А15 і НК-100 [18,19,20].

Розроблена методика розрахунку залізобетонних балок мостів, підсилених вуглепластиковими композитними стрічками. Запропоновану методику слід розглядати як перше наближення до створення нормативного документу рівня державних будівельних норм.

Римар Я.В. свою роботу присвятив вивченню міцності та деформативності залізобетонних балок, підсилених нарощуванням арматури при дії навантаження різного рівня інтенсивності та удосконаленню методики їх розрахунку [21].

Запропоновано методику розрахунку підсилених шляхом нарощування арматури при дії навантаження залізобетонних балок з використанням реальних діаграм σ - ε бетону та арматури. Дана методика розрахунку дозволяє моделювати роботу залізобетонних балок з визначенням параметрів напружено-деформованого стану при прикладанні навантаження різного рівня інтенсивності включно до вичерпання несучої здатності, виконання підсилення залізобетонних балок нарощуванням арматури при дії навантаження та подальшому прикладанні навантаження до підсилення балок до вичерпання їх несучої здатності.

Розрахунок за запропонованою методикою з використанням деформаційної моделі показав задовільну збіжність теоретичних та експериментальних даних. Розбіжність за несучою здатністю не перевищувала в середньому 9,8%, для окремих балок до 17,5%, а за деформаціями бетону, арматури та прогинами – 15%, що дозволяє рекомендувати розроблену методику до використання при

розрахунку підсилених при дії навантаження залізобетонних балок. Перевагою даної методики розрахунку є також можливість отримати параметри напружено-деформованого стану залізобетонних балок на всіх етапах роботи, як до підсилення, так і після підсилення [22,23].

Експериментально-теоретичними дослідженнями підсилених залізобетонних балок та пакетів арматурних стержнів визначено ефективність включення в роботу та використання фізико-механічних характеристик арматури підсилення в залежності від рівня інтенсивності навантаження, при якому було виконане підсилення та співвідношення кількості основної арматури та стержнів підсилення. На підставі отриманих результатів запропоновано ввести коефіцієнт умов роботи арматури, який би враховував вказані особливості. В залежності від рівня навантаження та співвідношення площ арматур числові значення коефіцієнта умов роботи визначені в межах $\gamma_{sr} = 0,5 \dots 1,0$ [24,25].

Розрахунок за методикою СНиП 2.03.01-84* з використанням отриманих значень коефіцієнтів умов роботи γ_{sr} показав задовільну збіжність теоретичних та експериментальних даних. Розбіжність за несучою здатністю не перевищувала 3 %, що дозволяє рекомендувати інженерну методику на базі СНиП 2.03.01-84* з уточненими коефіцієнтами умов роботи γ_{sr} до використання при розрахунку підсилених при дії навантаження залізобетонних балок.

Кваша В.Г. свою роботу присвятив розробці, теоретичному та експериментальному обґрунтуванню ефективних способів розширення і одночасного підсилення існуючих залізобетонних балкових прольотних будов новими конструкціями монолітної, збірно-монолітної і збірної залізобетонної накладної плити з довжиною консолей до 4...4,5 м [26].

Розроблена в роботі теорія розрахунку існуючих і розширених різними способами залізобетонних балкових прольотних будов включала визначення зусиль в перехресно-ребристих системах у пружній і пружно-пластичній стадіях роботи, а також розрахунок їх елементів і вузлів з'єднань за 1-ю і 2-ю групами граничних станів з урахуванням дійсних закономірностей деформування залізобетону, стадійності і багаторазовості дії навантажень та інших специфічних особливостей їх роботи.

У результаті експериментальних досліджень просторової роботи і граничних станів великорозмірних залізобетонних моделей існуючих і розширених приставними елементами і залізобетонною накладною плитою прольотних будов отримані нові експериментальні дані про характер розподілу зусиль між їх елементами в залежності від таких факторів як співвідношення жорсткостей, типу приєднаних елементів, спосіб їх об'єднання з існуючими, тип накладної плити, розташування та величина зовнішнього навантаження [27,28].

Включення ребристої накладної плити у сумісну роботу з існуючими балками є ефективним засобом збільшення їх жорсткості і поперечної жорсткості прольотної будови. Несуча здатність балок, що працюють разом з накладною плитою, в залежності від її типу зростає в 1,65...2 рази за згинальним моментом і на 40...50 % за поперечною силою [29,30].

Запропоновані в роботі, теоретично і експериментально досліджені конструктивні рішення розширення і одночасного підсилення прольотних будов увійшли складовою частиною в чинний нормативний документ: “Инструкцию по уширению автодорожных мостов и путепроводов” ВСН 51-88, а також використані при реконструкції 42-х мостів в Україні, Білорусії, Росії, Казахстані. По всіх реконструйованих об'єктах порівняно з розширенням приставними елементами економія арматури і бетону досягає 15...30%, а трудомісткість і вартість робіт зменшується до 20...50 %. Значно скорочені терміни і досягнута комплексність в модернізації споруд і доведенні їх експлуатаційних показників до рівня нових сучасних автодорожніх мостів [31].

Ватуля Г.Л. свою роботу присвятив розробці методики визначення несучої здатності залізобетонних балок прямокутного поперечного перерізу, зміцнених сталюм шпренгелем, з урахуванням властивостей деформування бетону в умовах об'ємного напруженого стану та сталюї обойми в умовах двоосового напруженого стану. Проведено експериментальні дослідження залізобетонних балок в умовах короткочасного статичного навантаження [32].

Розроблена конструкція вузлів сполучення залізобетонної балки з шпренгелем, елементів шпренгеля між собою. Показано, що шпренгель з

жорсткими вузлами збільшує несучу здатність, порівнюючи з балкою, яка не має підсилення, в 2,6 рази, з шарнірними вузлами – 2,4 рази.

Розроблена та експериментально обґрунтована конструкція попередньо напруженого шпренгеля і показано, що попереднє напруження дозволяє дістати руйнування конструкції при одночасному досягненні межі текучості, як у стислих волокнах обойми, так і в елементах шпренгеля.

Показано, що попереднє напруження шпренгеля збільшує несучу здатність, порівнюючи з ненапруженим шпренгелем в 1,1 рази, при приблизно однакових механічних характеристиках матеріалу обойми та шпренгеля.

Розроблена методика розрахунку залізобетонних балок прямокутного перерізу, зміцнених шпренгелем, при короткочасному навантаженні з урахуванням нелінійності деформування і тріщиноутворення бетону в умовах неоднорідного напруженого стану.

Розроблена програма розрахунку залізобетонних балок, зміцнених шпренгелем, при позацентровому стиску. Аналіз використання залізобетонних конструкцій з підсиленням в будівництві показав їх перевагу над іншими типами конструкцій при великих навантаженнях та обмежених розмірах перерізу.

На запропоновану конструкцію залізобетонної шпренгельної балки отримано патент України. Методика розрахунку та конструкції залізобетонних балок, зміцнених шпренгелем впроваджено в проектні рішення будівництва об'єктів ПО "Південтрансбуд".

1.3. Малоциклові навантаження в роботі звичайних та підсилених конструкцій

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

Тому в останні роки зростаюча увага науково-дослідних установ та навчальних закладів приділяється поведінці будівельних матеріалів, елементів і конструкцій, що піддаються дії малоциклових навантажень. Але й до сьогоднішнього дня досконало не вивчено вплив малоциклових навантажень на зміну фізико-механічних характеристик бетону, арматури, на роботу елементів конструкцій, а методика розрахунку залізобетонних елементів з урахуванням передісторії малоциклового навантаження не розроблена.

Вивченням впливу малоциклових навантажень на залізобетонні згинальні елементи присвятили свої роботи В.Є. Бабич, Є.М. Бабич, Р.М. Багаутдинов, А.Я. Барашиков, О.Я. Берг, О.П. Борисюк, О.І. Валовой, М.О. Валовой, В.С. Дорофеев, С.Я. Дробишинець, П.І. Герб, О.С. Залесов, Н.І. Ільчук, П.М. Коваль, О.П. Конончук, О.М. Кухнюк, Ю.О. Крусь, Л.П. Макаренко, Ю.М. Панчук, А.П. Погореляк, Р.І. Полюга, В.В. Руденко, В.В. Савицький, Г.Н. Ставров, А.А. Федосєєв та ін.

Конончук О.П. у своїй роботі досліджував роботу нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених композитними матеріалами за дії малоциклового навантаження [33].

Були проведені експериментальні дослідження несучої здатності нормальних перерізів, деформативності та тріщиностійкості згинальних залізобетонних балок до й після підсилення композитними матеріалами на основі вуглепластиків в розтягненій зоні за дії на них одноразових та малоциклових навантажень різних рівнів.

При одноразовому навантаженні відбулося збільшення граничного експлуатаційного навантаження для балок, підсилених стрічкою, до 60 %, для балок, підсилених полотном, – до 40 %, а при малоцикловому навантаженні відповідно для перших – до 75 %, для других – до 65 %. Зменшення прогинів підсилених балок до 60 %, а з урахуванням залишкових прогинів на час підсилення – до 20 % свідчить про збільшення їх жорсткості, і, як наслідок, підвищення моменту тріщиноутворення в два рази, зменшення ширини розкриття нормальних тріщин у бетоні та деформацій внутрішньої сталевий арматури [34].

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 підсиленних зразків при дії малоциклових навантажень аналогічний балкам, які випробували без підсилення. Передісторія навантаження підсиленних 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 [35,36].

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

Удосконалено методику розрахунку несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсиленних композитними матеріалами, за дії на них одноразових та малоциклових навантажень. У ній розроблено адаптований розрахунок необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури підсилення з дотриманням вимог ДБН В.2.6.-98:2009 та ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. На підставі виконаних порівняльних розрахунків встановлено задовільну збіжність експериментальних і теоретичних даних, отриманих за методикою розрахунку, запропонованою в даній роботі [37,38].

Павлинов В.В. у своїй роботі досліджував надійність залізобетонних конструкцій при короткочасних малоциклових навантаженнях [39].

Дослідами підтверджено, що при повторному навантаженні відбувається трансформація діаграм деформування бетону. Відбувається збільшення міцності при попередніх напруженнях з рівнем, що не перевищує 0,85, і зниження при рівні, що перевищує 0,9.

Встановлено, що трансформація кривих повторного «навантаження - розвантаження» виражається у зміні співвідношення між деформаціями і модулями деформацій початку і кінця «навантаження - розвантаження» і залежить

головним чином від накопиченої до початку відповідного циклу залишкової деформації. Це послужило основою для створення моделі деформування бетону при стиску.

Визначено, що накопичення деформацій в бетоні при стиску істотно залежить від часу навантаження. При часу витримки під навантаженням менше одної хвилини процес стабілізації збільшень настає значно швидше, ніж при більш тривалих витримках, тому при розрахунках необхідно враховувати час навантаження конструкції.

Запропоновано утворення залишкових деформацій після кожного циклу деформування бетону під дією короткочасного малоциклового навантаження після стабілізації збільшень деформацій представляти як стаціонарний випадковий процес.

При застосуванні імовірнісних методів розрахунку конструкцій при складному режимі циклічного деформування рекомендовано використовувати розроблену модель циклічного деформування бетону із застосуванням дрібно-лінійних залежностей, які визначаються положенням вузлових точок, що залежать тільки від міцності і деформативних характеристик бетону.

Запропонований метод розрахунку при циклічному навантаженні ґрунтується на випадковій функції, яка дорівнює сумі функцій випадкових залишкових деформацій після кожного циклу навантаження і дозволяє визначати ймовірнісними методами надійність залізобетонних конструкцій при циклічних навантаженнях.

Проведені розрахунки на надійність бетонних і залізобетонних елементів показали, що одночасне врахування мінливості деформативних і міцнісних характеристик призводить до зниження надійності в порівнянні з урахуванням тільки характеристик міцності.

Валовой М.О. свою роботу присвятив впливу повторних навантажень на міцність та експлуатаційні якості залізобетонних конструкцій, виготовлених на відходах ГЗК, які підсилено у стиснутій зоні. Актуальність теми – необхідність використання в якомога більшому об'ємі місцевих матеріалів, які у даному разі

являють собою відходи гірничо-збагачувальних комбінатів [40].

Для розв'язання поставленої задачі проведені експериментальні дослідження залізобетонних балок як у непідсиленому, так і в підсиленому стані. Зразки було виготовлено із сучасних матеріалів: бетонів на відходах ГЗК та арматури класу А400С. Дослідження зчеплення нового виду арматури серпового профілю з бетоном засвідчили суттєві відмінності у довжині анкерування (зниження) у порівнянні з раніше використовуваною арматурою гвинтового (періодичного) профілю [41,42].

Аналіз результатів досліджень зразків балок при дії повторних навантажень дозволив визначити вплив таких навантажень на міцність, розвиток тріщин і деформацій (прогинів). Встановлено, що для балок, які руйнуються внаслідок текучості розтягнутої арматури ($\xi \leq \xi_R$), навіть повторні навантаження досить високого рівня (0,75...0,85 від руйнівного) не впливають на їхню міцність. Це пов'язано з тим, що у стиснутій зоні бетону з'являються напруження середнього рівня (0,6...0,7 від f_{cd}), які не сприяють розміщенню бетону стиснутої зони при малоциклових навантаженнях [43].

У той же час повторні навантаження рівнів 0,75...0,85 від руйнівних суттєво впливають на експлуатаційні якості конструкцій. Малоциклові впливи збільшують максимальну ширину розкриття нормальних тріщин у 1,4...1,6 рази, а максимальні прогини – у 1,6...1,75 рази. Одночасно збільшуються залишкові величини зазначених параметрів у порівнянні з першим розвантаженням: ширина розкриття тріщин – у 1,6 рази, прогинів – більше, ніж у 2 рази.

Крім того, значну небезпеку для подальшої експлуатації являє перебільшення зазначених величин допустимих значень ширини розкриття тріщин і прогинів, обмежених нормативними документами. Це означає, що конструкція перестає відповідати вимогам нормальної експлуатації (порушено вимоги другої групи граничних станів).

Виконано, проаналізовано та співставлено результати сучасних методів розрахунку згинальних залізобетонних елементів за двома групами граничних станів. Внесено пропозиції щодо врахування впливу повторних навантажень на ширину розкриття нормальних тріщин і прогинів [44,45].

Герб П. І. досліджував роботу підсилених балок на відходах ГЗК при малоциклових навантаженнях високих рівнів [46].

Встановлено, що циклові навантаження з максимальним рівнем $0,75 \leq \eta \leq 0,9$ від руйнуючого практично не впливають на несучу здатність підсиленого елемента. Це свідчить, що робота зігнутого залізобетонного елемента знаходиться в області циклічної стабільності деформування бетону і арматури.

Повторні навантаження, із збільшенням максимального рівня навантаження циклу, за рахунок накопичення залишкових деформацій бетону, збільшують кількість, ширину та висоту розвитку тріщин. У підсилених зразках збільшення кількості нормальних тріщин спостерігається лише в серіях БП-0,75 та БП-0,85; після десяти циклів ширина розкриття зросла у 1,2; 1,36; 1,42, а висота розвитку тріщин – у 1,32; 1,6; 1,91 рази відповідно серіям балок БП-0,75, БП-0,85 та БП-0,9 у порівнянні з контрольною підсиленою серією БКП.

Циклічність навантаження істотно впливає на прогини підсилених згинальних елементів. Так, прогини зразків підсиленої серії БП-0,75 після 10-ти циклів були рівні значенням прогину контрольного зразка при рівні експлуатаційних навантажень, а прогини зразків серій БП-0,85 та БП-0,9 збільшились відповідно на 17% та 46%. При цьому, зі збільшенням максимального рівня навантаження циклу (у діапазоні експлуатаційних навантажень 0,75-0,9) величина граничних прогинів може збільшуватися більше ніж на 33% у порівнянні з граничним прогином балок зруйнованих монотонним навантаженням [47,48].

Експериментально доведено, що використання бетонів на відходах ГЗК в непідсилених та підсилених балках показує підвищений момент тріщиноутворення відповідно на 16 та 3% за розрахунковий. Основною причиною цього явища є, підвищена міцність на розтяг таких бетонів [49].

Співставлення експериментальних і розрахункових даних міцності непідсилених і підсилених залізобетонних елементів виготовлених з бетонів на відходах ГЗК, одержаних у результаті обчислень за чинними нормами, деформаційною моделлю та Єврокодом 2 показує, що розрахункові значення

близькі до експериментальних з розбіжністю в межах 6 та 10% відповідно для серій БК та БКП. Різниця між розрахунковими значеннями складає 5 та 6% відповідно для цих же серій, що свідчить про ефективність кожного з розрахункових методів для розрахунку залізобетонних конструкцій з досліджуваного бетону [50].

Дослідження підсилених залізобетонних згинальних елементів при монотонному і малоцикловому навантаженні показали, що розрахунки другої групи граничних станів за чинними нормами досить добре забезпечують запас міцності, але не відображають реальної залежності впливу малоциклового навантаження від кількості циклів та максимального рівня навантаження. Для цього автором пропонується вдосконалити методику розрахунку ширини розкриття тріщин та прогинів.

Кухнюк О.М. у своїй роботі висвітлив вплив експериментальних і теоретичних досліджень на механічні характеристики бетону та роботу згинальних залізобетонних елементів малоциклових навантажень низьких та середніх рівнів. Запропоновано нове вирішення наукової задачі, що виявляється в розробці методики розрахунку згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень [51].

Отримані нові експериментальні дані, які підтвердили суттєві відмінності роботи бетону при малоцикловому стиску, порівняно з одноразовим монотонним навантаженням. В бетонах при малоцикловому стиску, коли максимальні напруження не перевищують межу малоциклової втомленості, спостерігається дві характерні стадії роботи: перша стадія характеризується інтенсивним збільшенням деформацій (5-й...6-й цикли); друга – стабілізацією деформацій.

Віднайдені та статистично обґрунтовані математичні моделі, що дозволяють визначати коефіцієнти умов роботи бетонів при малоциклових навантаженнях за міцністю, деформаціями, початковим модулем пружності при будь-яких комбінаціях варійованих факторів (верхній рівень навантажень, асиметрія циклу, кількість циклів навантажень). Малоциклові навантаження сприяють збільшенню міцності бетону (до 20%) та підвищенню його деформативності (до 15%).

Напружено-деформований стан залізобетонних балок при малоциклових навантаженнях відрізняється від випадку одноразового навантаження до руйнування. У процесі циклічних навантажень з верхнім рівнем 0,8 деформування балок проходить дві стадії: першій відповідає “вибір” пластичних деформацій в бетоні стиснутої зони (до п'ятого-шостого циклу), другій – пружна робота матеріалів (умовна стабілізація).

Малоциклові навантаження залізобетонних елементів, залежно від комбінації таких факторів, як верхній рівень навантаження, величина поздовжнього армування, кількість циклів, призводять до збільшення руйнівного навантаження (до 13%).

Висота стиснутої зони бетону впродовж циклічних випробувань практично стабілізується після першого навантаження-розвантаження, що підтверджується отриманою поліноміальною залежністю другого порядку.

Розвиток прогинів, при малоциклових навантаженнях, характеризується суттєвим їх збільшенням (до 70%) у порівнянні з одноразовим навантаженням і підтверджує наявність двох стадій в роботі залізобетонних балок, що відповідають послідовній зміні напружено-деформованого стану згинальних елементів під час циклічних навантажень низьких і середніх рівнів.

Ширина розкриття тріщин в розтягнутому бетоні залежить від величин деформацій поздовжньої арматури. Отримані і статистично підтвержені рівняння, що дають змогу прогнозувати ширину розкриття нормальних і похилих, до поздовжньої осі елемента, тріщин в умовах малоциклового навантаження.

Розроблена методика розрахунку міцності нормальних і похилих перерізів, тріщиностійкості і деформацій згинальних елементів з урахуванням зміни механічних характеристик бетону при малоциклових навантаженнях.

Савицький В.В. свою роботу присвятив розробці методики визначення напружено-деформованого стану і міцності нормальних перерізів нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних балок на основі сучасної розрахункової деформаційної моделі та експериментальному дослідженню роботи таких балок при одноразовому і повторному навантаженні [52].

Отримані нові експериментальні дані про роботу збірно-монолітних нерозрізних залізобетонних балок при одноразових і повторних навантаженнях, які дали можливість удосконалити методику розрахунку, що забезпечує їхнє проектування з повним використанням механічних властивостей матеріалів.

Підтверджено, що перерозподіл зусиль відбувається внаслідок тріщиноутворення в бетоні та виникнення пластичних деформацій в бетоні і арматурі; при повторних навантаженнях експлуатаційного рівня на п'ятому-шостому циклах відбувається стабілізація напружено-деформованого стану нормальних перерізів.

Повторні навантаження експлуатаційного рівня збільшують прогини, деформації арматури і бетону та ширину розкриття тріщин в збірно-монолітних нерозрізних балках на 15-20%, а внаслідок довантажень понад експлуатаційний рівень ці величини можуть збільшуватись до 30%.

Попереднє напруження арматури стиків суттєво зменшує деформації надпорної арматури при експлуатаційному рівні навантаження (до 40%) та ширину розкриття тріщин над опорою (в 2-3 рази), та незначно зменшує величину прогинів (до 25%). Повторні навантаження зменшують ефект попереднього напруження залежно від кількості циклів та рівня навантаження.

Відношення теоретичних величин несучої здатності, деформацій бетону, моментів внутрішніх зусиль, прогинів та ширини розкриття тріщин, в збірно-монолітних нерозрізних балках, обчислених згідно з деформаційною моделлю перерізів, до експериментальних знаходяться в інтервалі [0,85; 1,10], що свідчить про їхню задовільну збіжність.

Розроблена методика визначення напружено-деформованого стану може бути використана для розрахунку нерозрізних збірно-монолітних балок, виготовлених з бетонів середньої міцності з використанням арматури зі сталей, які мають фізичну ділянку текучості.

Дробишинець С.Я. свою роботу присвятив вивченню впливу повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики сталефібробетону та роботу згинальних елементів на його основі [53].

В роботі отримані нові експериментальні і теоретичні результати про роботу сталевібробетону при стиску і розтягу, роботу згинальних сталевіброзалізобетонних елементів при одноразових і повторних малоциклових навантаженнях та розроблені рекомендації щодо їхнього розрахунку.

Встановлено вплив повторних малоциклових навантажень на призмову міцність і модуль пружнопластичності сталевібробетону та запропоновані обґрунтовані математичні моделі для їх визначення. Показано, що при експлуатаційному рівні повторних малоциклових навантажень призмова міцність може збільшуватись до 10 %, а початковий модуль пружності – зменшуватись. Вперше досліджена малоциклова втомленість сталевібробетону та запропонована формула для її визначення.

Встановлені залежності між напруженнями і деформаціями в сталевібробетоні при одноразовому і повторному малоцикловому стисненні і розтягуванні.

Отримані нові експериментальні дані про роботу сталевіброзалізобетонних згинальних елементів при повторних малоциклових навантаженнях. Встановлено, що при повторних навантаженнях експлуатаційних рівнів (60...70 % від руйнівних) після п'яти-семи циклів відбувається стабілізація напружено-деформаційного стану елементів.

Повторні малоциклові навантаження спричиняють збільшення повних прогинів та ширини розкриття тріщин в згинальних елементах (до 15 %).

Вперше запропонована методика розрахунків напружено-деформаційного стану і міцності нормальних перерізів сталевібробетонних згинальних елементів на основі сучасної деформаційної розрахункової моделі при дії одноразових і повторних малоциклових навантажень, яка має задовільну збіжність з експериментальними даними.

Запропоновані рекомендації до розрахунків сталевібробетонних і сталевіброзалізобетонних згинальних елементів з урахуванням зміни механічних характеристик матеріалу внаслідок дії повторних малоциклових навантажень, які доцільно використовувати в проектній практиці.

В результаті проведеного огляду літературних джерел можна сказати, що досліджень присвячених впливу повторних навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів проведено багато. Також не мало вивчались проблеми, що стосуються підсилення згинальних залізобетонних елементів в розтягнутій зоні. Проте, на сьогоднішній день, до кінця не вивчено питання впливу малоциклових навантажень на роботу підсиленних згинальних залізобетонних елементів, а зокрема на їх деформативність та тріщиностійкість.

Тому за мету в даній роботі ставилось: встановлення впливу малоциклових навантажень та передісторію завантаження на деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів підсиленних шпренгельною системою.

Для вирішення даної мети поставлені наступні задачі:

- проаналізувати результати експериментальних досліджень деформативності та тріщиностійкості згинальних залізобетонних балок, випробуваних на дію одноразових та малоциклових навантажень до та після їх підсилення;

- встановити вплив одноразового та малоциклового навантаження на деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних балок до та після їх підсилення;

- визначити як впливає зміна режиму малоциклових навантажень на прогини та ширину розкриття тріщин згинальних залізобетонних балок підсиленних шпренгельною системою;

- встановити ефективність підсилення згинальних залізобетонних балок при різних відсотках їх армування внутрішньою сталевною арматурою.

РОЗДІЛ 2. ПРОГРАМА ТА МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ВИПРОБУВАНЬ

2.1 Конструкція дослідних зразків та програма експериментальних досліджень

В дослідженнях використовуються залізобетонні балки довжиною 2 м та розмірами поперечного перерізу 100×160 мм (рис. 2.1.), виготовленні із класу бетону 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.



Рис. 2.1 Опалубочне креслення дослідних зразків

В досліді використано дві серії балок:

- в першій – шість балок з трьома видами армування: відповідно з одним, двома та трьома робочими арматурними стержнями в розтягнутій зоні перерізу $\text{Ø}10$ 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 $\text{Ø}10$ А 500С ($f_{yd} = 509,6$ МПа).

Процент армування дослідних балок становить: перший вид армування – 0,491%, другий – 0,982 % і третій – 1,473 % . Використовувалася поперечна арматура $\text{Ø}6$ А 240С з кроком 50 мм (див. рис. 2.2.).

Загальний вигляд невідсиленої балки показано на рисунку 2.3.

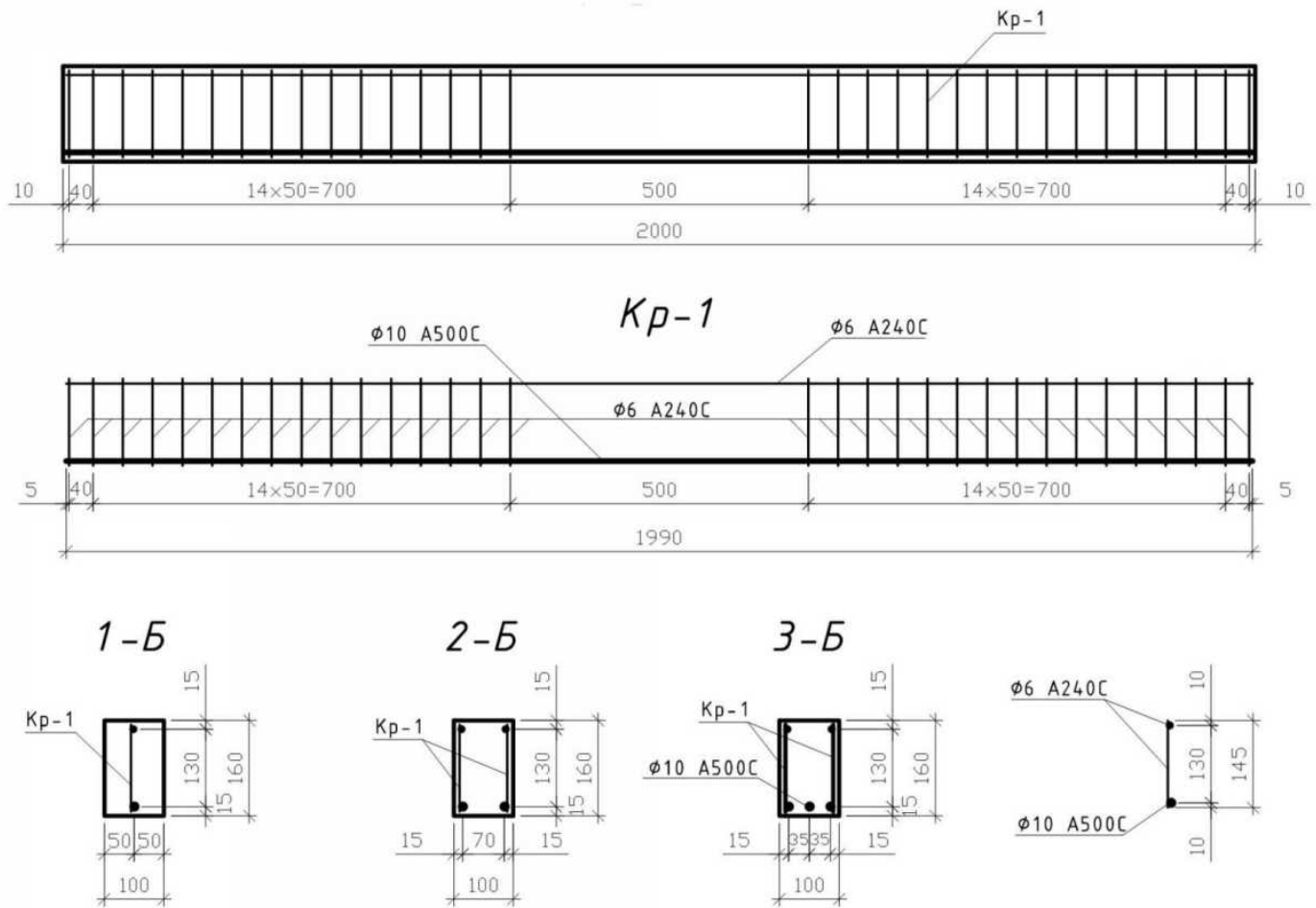


Рис. 2.2. Схема армування дослідних балок



Рис. 2.3. Дослідна балка в установці для випробування

2.2. Методика випробувань експериментальних балок та конструкція дослідної установки

В програмі експериментальних досліджень прийнята така система позначень балок: перша цифра вказує на кількість робочих арматурних стержнів, а друга – на серію; буква Р означає, що балки випробувались на одноразове статичне навантаження, а буква Ц – на малоциклове; буква П означає підсилення (див. табл. 2.1.).

Таблиця 2.1.

Програма випробування балок

| № з/п | Марка балки | Армування | Кількість циклів | Рівні навантаження | Підсилення | Цикл руйнування |
|-------------------|-------------|-----------|------------------|--|------------|-----------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Перша серія балок | | | | | | |
| 1 | 1-Р | 1* | 1 | 0-1 | Не підс. | 1 |
| 2 | 1-Р-П | 1* | 1 | 0-1 | Підс. | 1 |
| 3 | 2-Р | 2* | 1 | 0-1 | Не підс. | 1 |
| 4 | 2-Р-П | 2* | 1 | 0-1 | Підс. | 1 |
| 5 | 3-Р | 3* | 1 | 0-1 | Не підс. | 1 |
| 6 | 3-Р-П | 3* | 1 | 0-1 | Підс. | 1 |
| 7 | 1-Ц | 1* | 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 | 1* | 10 | --- | Підс. | 10 - при 1,0 |
| 9 | 2-Ц | 2* | 10 | --- | Не підс. | 10 - при 0,9 |
| 10 | 2-Ц-П | 2* | 10 | --- | Підс. | 10 - при 1,05 |
| 11 | 3-Ц | 3* | 10 | --- | Не підс. | 10 - при 0,9 |
| 12 | 3-Ц-П | 3* | 10 | --- | Підс. | 10 - при 0,98 |
| Друга серія балок | | | | | | |
| 13 | 1-Р | 1* | 1 | 0-1 | Не підс. | 1 |
| 14 | 1-Р-П | 1* | 1 | 0-1 | Підс. | 1 |
| 15 | 2-Р | 2* | 1 | 0-1 | Не підс. | 1 |
| 16 | 2-Р-П | 2* | 1 | 0-1 | Підс. | 1 |
| 17 | 3-Р | 3* | 1 | 0-1 | Не підс. | 1 |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|----|--------|----|----|--|----------|---------------|
| 18 | 3-Р-П | 3* | 1 | 0-1 | Підс. | 1 |
| 19 | 1-Ц-1 | 1* | 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 0,9 |
| 20 | 1-Ц-2 | 1* | 10 | 0-0,6: 1цикл 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. | 5 - при 0,85 |
| 21 | 1-ЦП-1 | 1* | 10 | -//- | Підс. | 10 - при 0,9 |
| 22 | 2-Ц-1 | 2* | 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 0,96 |
| 23 | 2-Ц-2 | 2* | 10 | 0-0,6: 1цикл 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 |
| 24 | 2-ЦП-1 | 2* | 10 | -//- | Підс. | 10 - при 0,95 |
| 25 | 3-Ц-1 | 3* | 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 |
| 26 | 3-Ц-2 | 3* | 10 | 0-0,6: 1цикл 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 1,0 |
| 27 | 3-ЦП-1 | 3* | 10 | -//- | Підс. | 10 - при 1,12 |

Примітка: 1* , 2* , 3* - армування одним, двома та трьома відповідно повздовжніми арматурними стержнями.

За 1.0 прийнято граничне експлуатаційне навантаження дослідних зразків, визначене експериментально.

На першому етапі дослідів випробувалися балки без підсилення та доводили їх до граничного експлуатаційного навантаження, за якого подальша нормальна експлуатація була б неможливою. Ознакою такого стану є перевищення значення відносного прогину $f_u/l = 1/150$ або розкриття нормальних тріщин в нижній розтягнутій зоні бетону, на рівні робочої арматури, шириною більшою за $a_{cr} = 0,4$ мм.

Випробування проводилося по одній балці із трьох видів армування. На початку вони випробувались на одноразове статичне навантаження. Прийнята статична схема – балка на двох опорах, прольотом 1,8 м, завантажена двома симетричними зосередженими силами, відстань між якими 500 мм. Зусилля створювалося за допомогою домкрата, подачею масла під тиском у циліндр, опертим одним кінцем на динамометр, яким фіксується рівень навантаження, а іншим впертий в жорстку частину лабораторної установки. Навантаження фіксувалося кільцевим динамометром. Тензодатчики з базою 50 мм, які були розташовані на бокових поверхнях з кроком 20 мм і два-, три - у верхній стиснутій зоні бетону визначали деформації в балці. Для перевірки показів тензодатчиків встановлювався індикатор годинникового типу 1 МИГ з базою 200 мм. Прогини визначалися прогиноміром Аістова - Овчиннікова БПАО. 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 тензометр Гугенбергера. Розташування приладів на дослідній балці показано на рис. 2.4.

Теоретичні навантаження на балки, при яких їх подальша нормальна експлуатація неможлива визначалися за вихідними даними, отриманими експериментально із досліджень кубів, призм та арматурних зразків. Після цього випробувались дослідні зразки одноразовим статичним навантаженням, в результаті якого отримано експериментальне граничне навантаження.

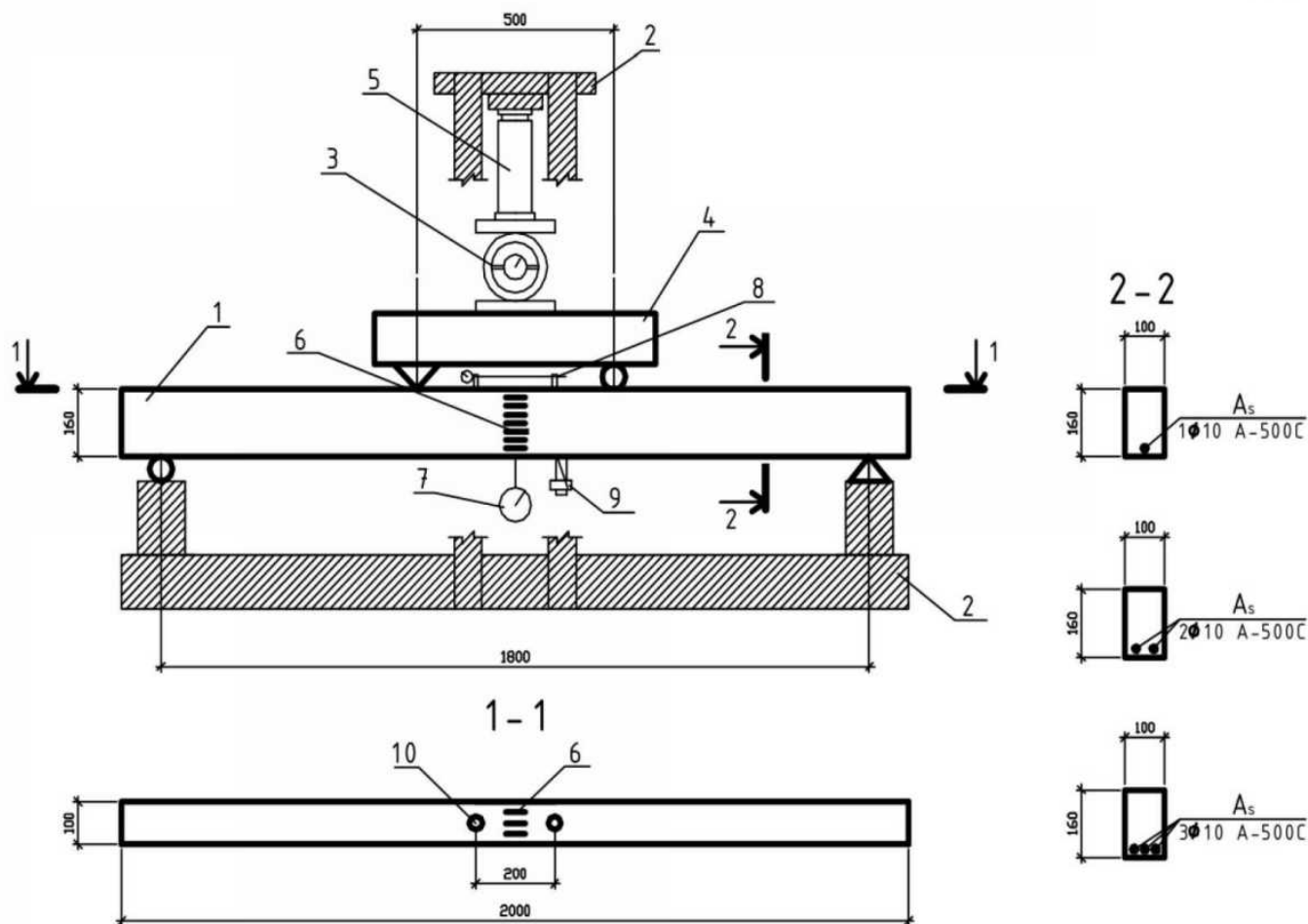


Рис. 2.4. Установка для випробувань

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

Виходячи з отриманих результатів, проводилось випробування трьох балок першої і другої серій, 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 0,3-0,6 від граничного, на 5,9-му – 0,3-0,85, на 6-,7-,8-му 0,3-0,6, а на 10-му циклі проводили повне руйнування зразків. Ще три балки другої серії випробувані за аналогічною схемою зі зміною ступеня навантаження на 9-му циклі на 0,3-0,9.

2.3. Методика підсилення дослідних зразків шпренгельною системою

На другому етапі досліджень проведено підсилення балок, що були доведені до граничного експлуатаційного навантаження за допомогою рівнополичних кутиків 50×5 , довжиною $1/3$ прольоту, які влаштовуються в нижній розтягнутій зоні балки посередині прольоту з обох сторін. З'єднання їх між собою виконували стержнями і за допомогою 4-х металевих тяжів з арматури $\text{Ø}10$ А 500С прикріплювали до металевих пластин товщиною 15 мм, що знаходяться на торцях балки (див. рис.2.5.). Тяжі натягувалися вручну за допомогою гайкового ключа.

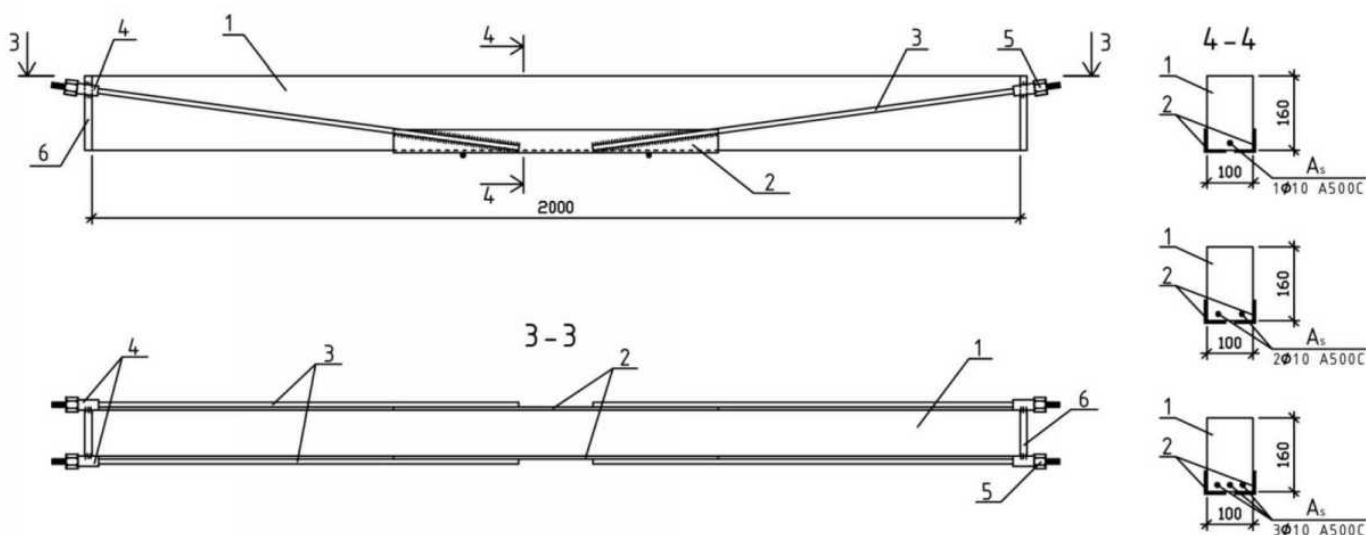


Рис. 2.5. Схема підсилення дослідних балок

1 – дослідна балка; 2 – рівнополичні кутики 50×5 ; 3 – тяжі з арматури $\text{Ø}10$ А 500С; 4 – трубки з внутрішнім діаметром 12 мм; 5 – гайки; 6 – опорна пластина.

Підсилені балки випробуються за аналогічною програмою, що і без підсилення (див. табл. 2.1.).

Підсилені дослідні зразки в процесі випробування зображені на рисунку 2.6.



Рис. 2.6 Шпренгельна система підсилення балки в установці для випробування

2.4. Механічні характеристики бетонних зразків

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) [54]. Результати випробувань наведені в таблиці 2.2.

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 [55]. Результати випробувань та рівні циклових навантажень дивись в таблиці 2.3.

Таблиця 2.2.

Результати випробування кубів

| № з/п | Площа, А, см ² | Руйнівне навантаження, Р, кН | Напруження при руйнуванні, σ , МПа | Середнє значення 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 | |

В дослідженнях застосовано таку систему маркування призм: перша цифра означає номер призми; буква П – призма; буква Р означає випробування на одноразове статичне навантаження, а буква Ц – на малоциклове.

Результати випробування призм

| № з/п | Марка призми | К-сть циклів | Площа, А, см ² | Рівні навантаження | Руйнуюче навантаження, Р, кН (рівень руйнув.) | 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 0-0,85: 5ц 0-0,9: 9ц 10-руйн. | 377,5 (1,16) | 16,78 | 265,5 |
| 4 | 4-ПЦ-2 | 10 | 227,97 | -//- | 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 0-0,85: 5,9ц 10-руйн. | 542,5 (1,307) | 24,13 | 268,69 |
| 7 | 7-ПЦ-1 | 10 | 229,52 | -//- | 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 0-0,85: 5ц 0-0,9: 9ц 10-руйн. | 465 (1,11) | 20,81 | 410,25 |
| 9 | 9-ПЦ-2 | 10 | 223,44 | -//- | 456,5 (1,1) | 20,43 | 306,38 |

Якщо проаналізувати дані в таблиці 2.3, то можна побачити, що міцність бетону після випробування зросла у порівнянні з міцністю бетону до випробувань на 15...20%. Натомість максимальні деформації зросли також на 15...20%. Це свідчить про збільшення міцності та деформативності бетону, з якого виготовлені дослідні зразки.

На кожну із призм, при випробуванні, були встановлені по чотири індикатори годинникового типу з базою 200 мм, за результатами яких підраховані відносні деформації та побудовані графіки, що представлені на рис. 2.7., 2.8., 2.9., 2.10., 2.11., 2.12., 2.13., 2.14.

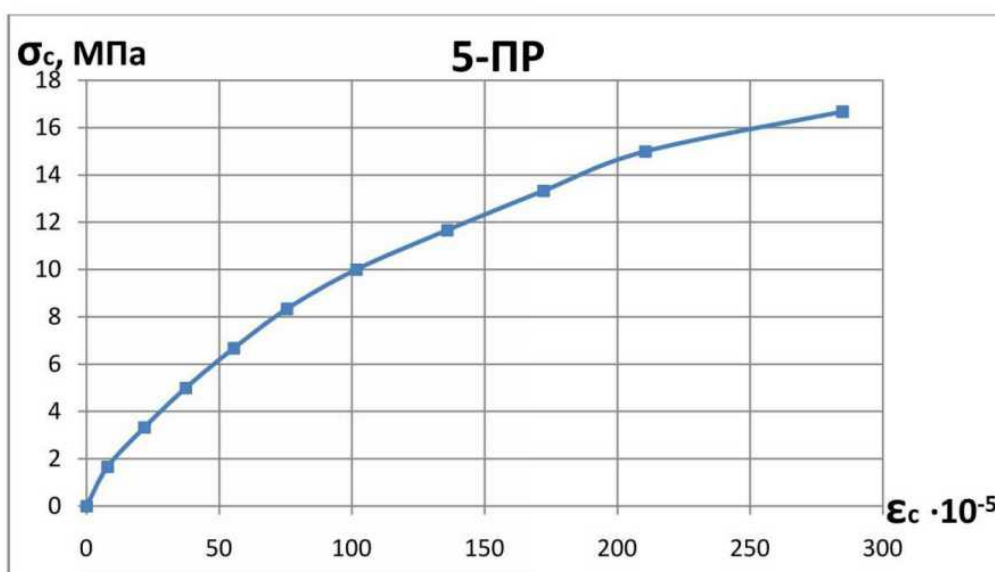


Рис. 2.7. Графік деформування бетону при випробуванні призми 5-ПР

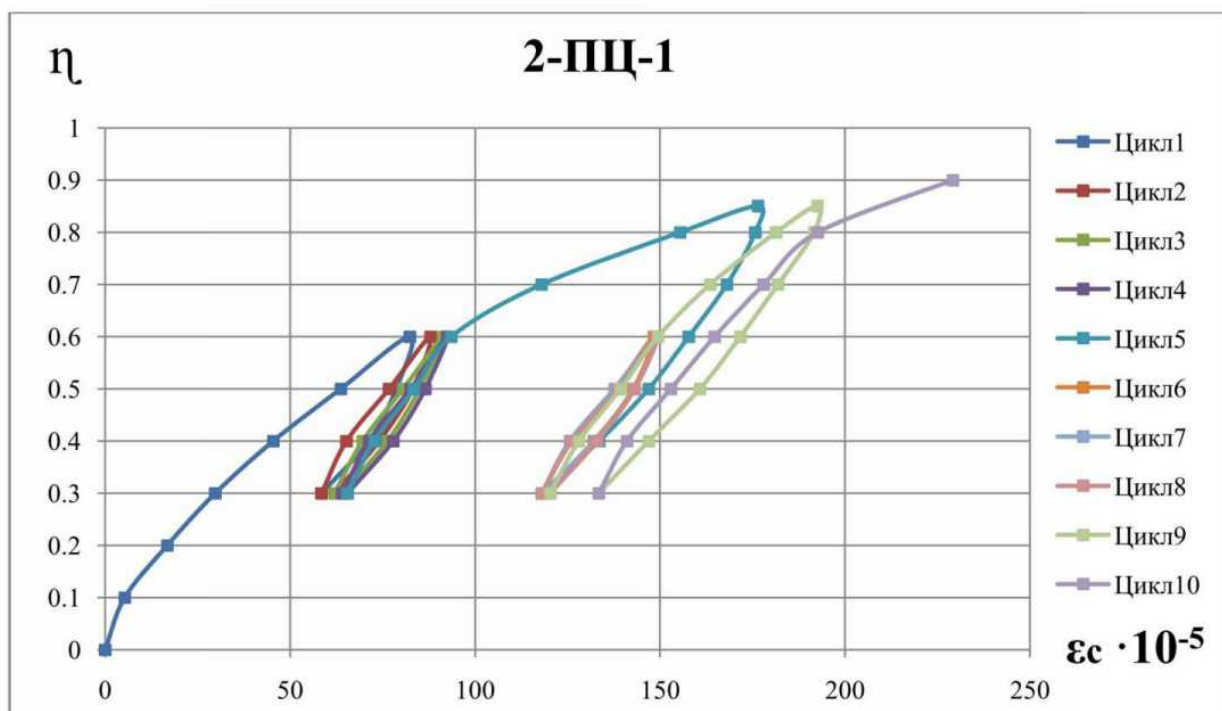


Рис. 2.8. Графік деформування бетону при випробуванні призми 2-ПЦ-1

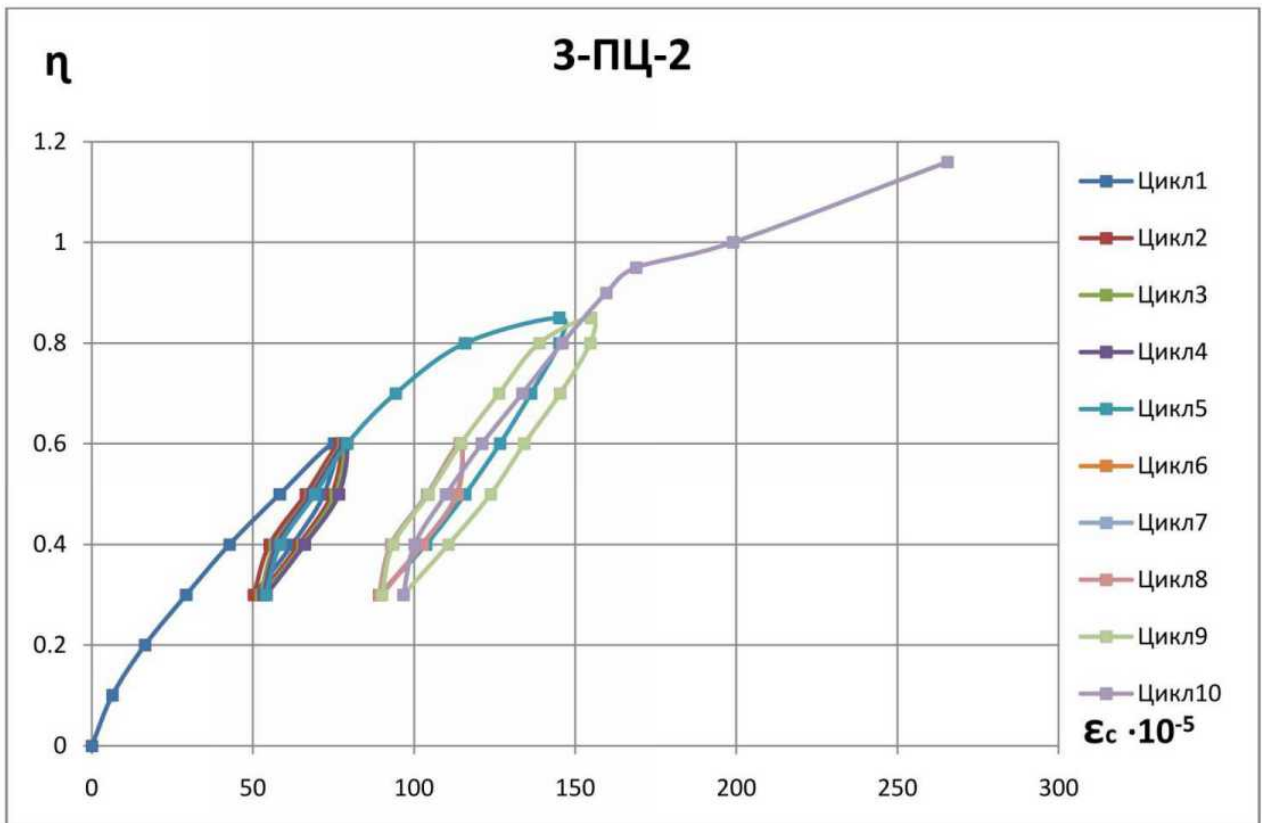


Рис. 2.9. Графік деформування бетону при випробуванні призми 3-ПЦ-2

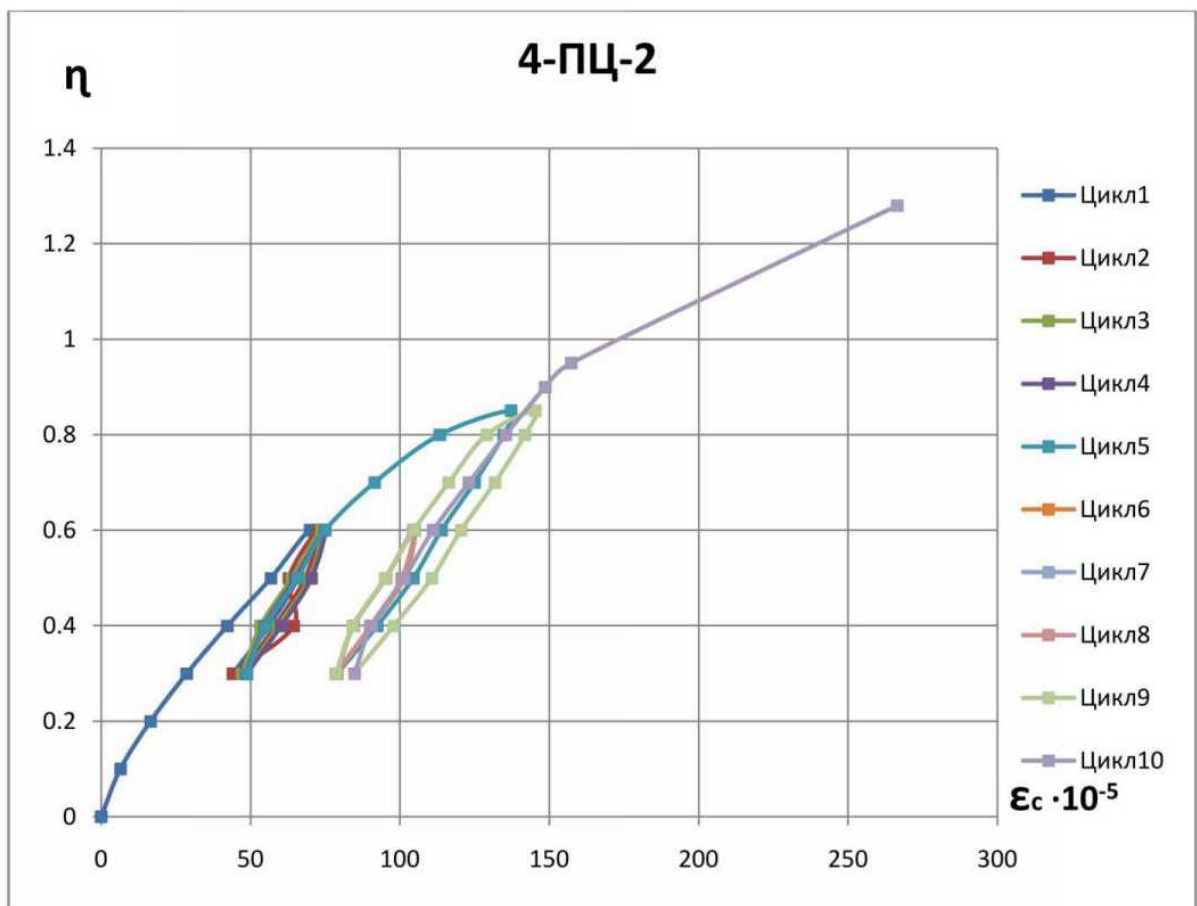


Рис. 2.10. Графік деформування бетону при випробуванні призми 4-ПЦ-2

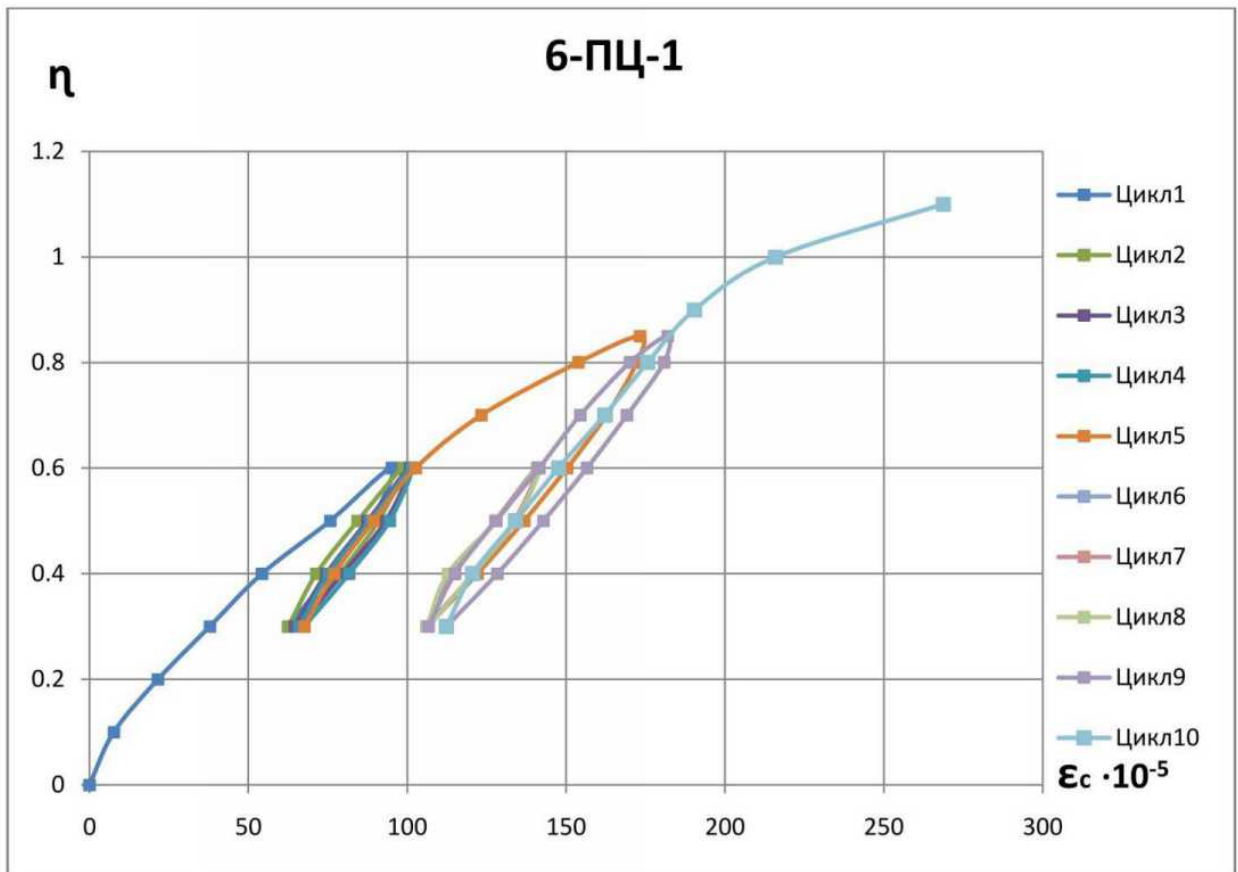


Рис. 2.11. Графік деформування бетону при випробуванні призми 6-ПЦ-1

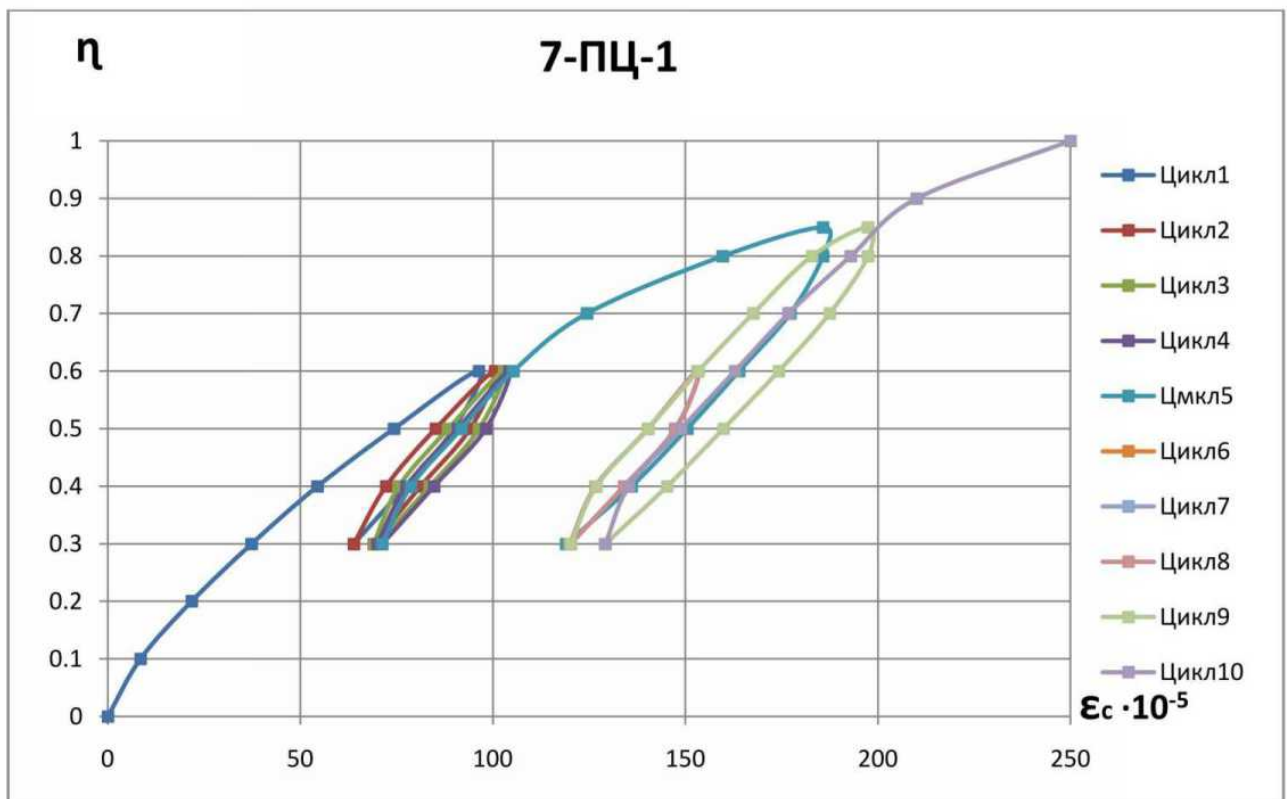


Рис. 2.12. Графік деформування бетону при випробуванні призми 7-ПЦ-2

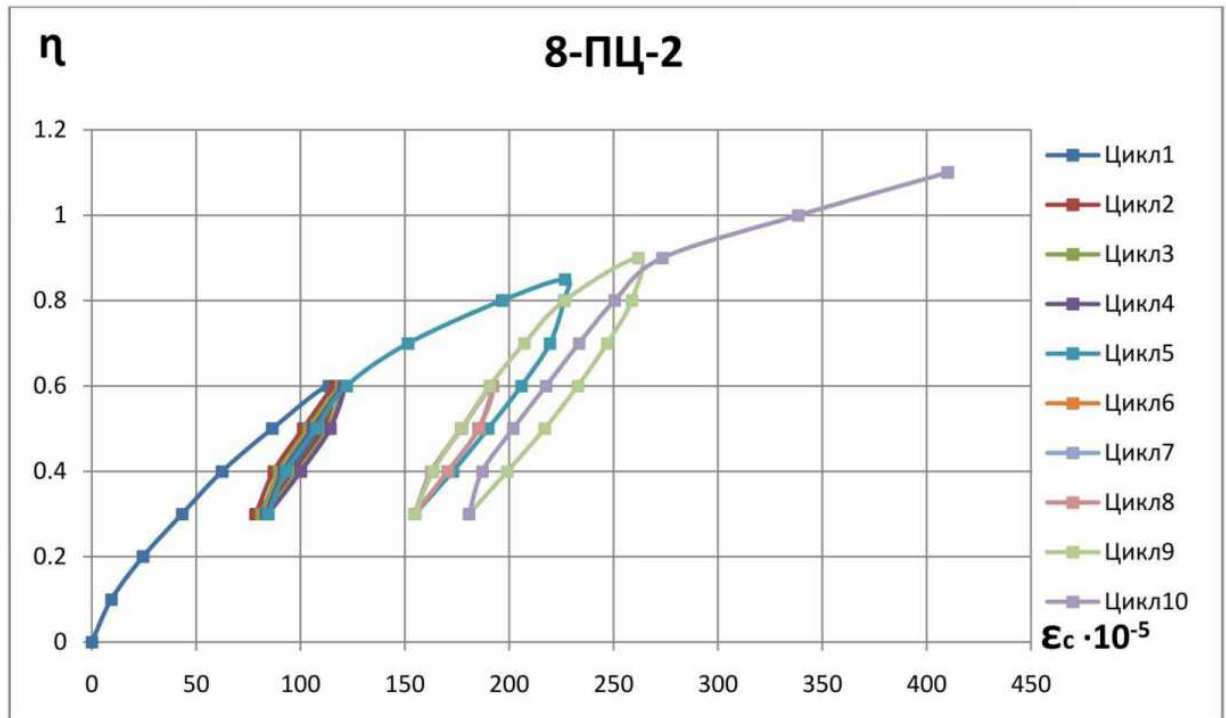


Рис. 2.13. Графік деформування бетону при випробуванні призми 8-ПЦ-2

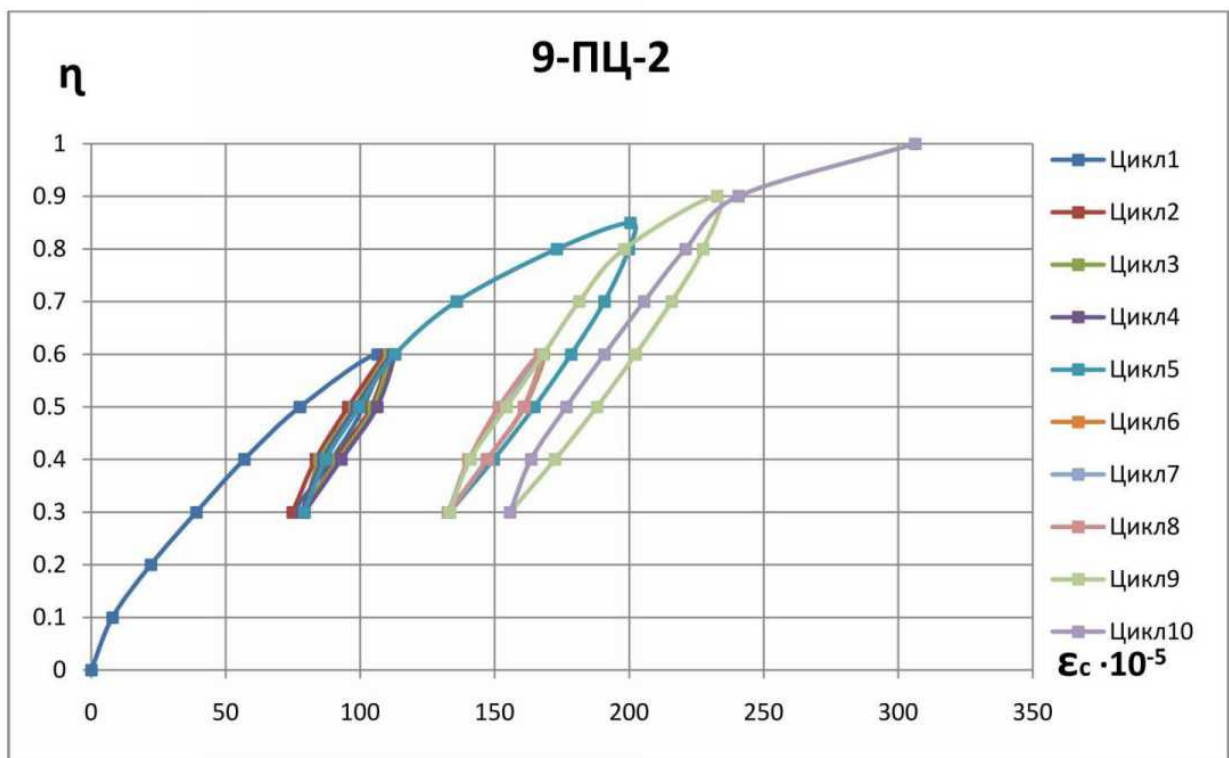


Рис. 2.14. Графік деформування бетону при випробуванні призми 9-ПЦ-2

Випробування призм малоцикловим навантаженням дало змогу встановити вплив малоциклових навантажень різних рівнів на роботу бетону, з якого виготовлені дослідні зразки та врахувати його при обробці результатів випробування дослідних балок до та після підсилення.

2.5. Механічні характеристики арматурних зразків

Із тієї ж арматури, що використовувалась при армуванні дослідних балок, було виготовлено чотири зразки довжиною 40 см. За допомогою розривної машини їх було випробувано і встановлено, що ця арматура відповідає класу А 500 С з $f_{yd} = 509,6$ МПа. Для визначення деформацій на зразках влаштовувалися по два Тензометри Гугенбергера [56].

За результатами випробувань отримано дані, що представлені в табл.2.4.

| P,кН | σ_s ,Мпа | $\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$ |
|------|-----------------|-------------------------------|
| 0 | 0,0 | 0 |
| 5 | 63,7 | 25 |
| 10 | 127,4 | 59,375 |
| 15 | 191,1 | 85,625 |
| 20 | 254,8 | 109,375 |
| 25 | 318,5 | 141,25 |
| 30 | 382,2 | 169,375 |
| 35 | 445,9 | 203,125 |
| 40 | 509,6 | 239,375 |
| 45 | 573,2 | 310 |
| 50 | 636,9 | 710 |
| 52 | 662,4 | 1010 |
| 40 | 509,6 | 1160 |

По отриманим даним побудовано графік (рис.2.15.), який показує класичне деформування та руйнування арматури класу А 500 С.

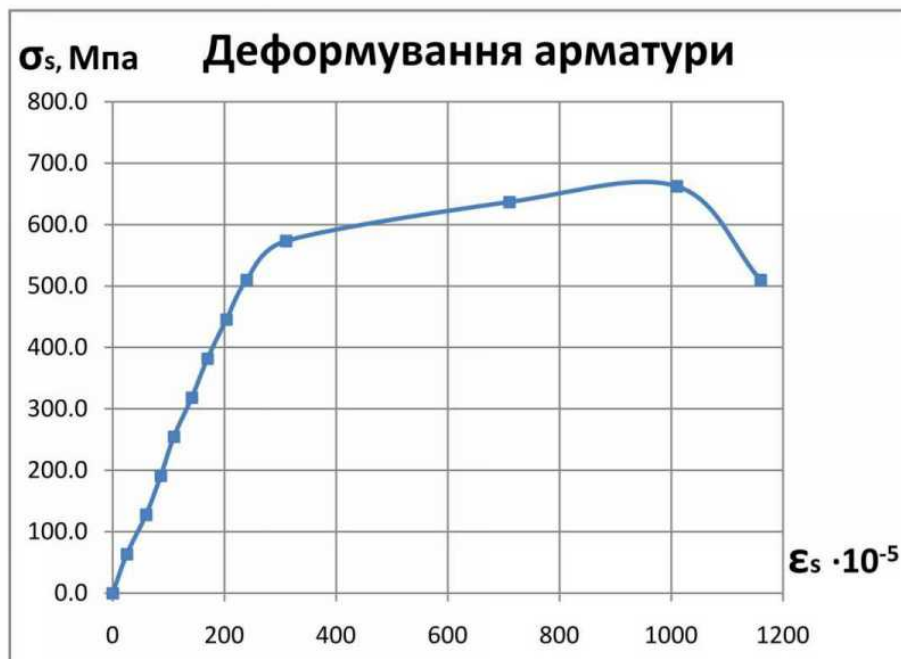


Рис. 2.15. Результати випробування арматури

2.6. Висновки

1. Розглянута програма та методика експериментальних досліджень дозволила в повній мірі дослідити вплив малоциклових навантажень на деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних балок до та після підсилення.

2. Результати випробувань кубів, призм та арматурних відрізків дозволили встановити механічні характеристики та класи матеріалів, з яких виготовлені дослідні зразки.

3. Випробування призм малоцикловим навантаженням дало змогу встановити вплив малоциклових навантажень різних рівнів на роботу бетону, з якого виготовлені дослідні зразки та врахувати його при обробці результатів випробування дослідних балок до та після підсилення.

4. Встановлено, що із старінням бетону його міцність зростає, а разом з нею зростає і його деформативність.

РОЗДІЛ 3. ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ТА ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ШПРЕНГЕЛЬНОЮ СИСТЕМОЮ

3.1. Характер руйнування дослідних зразків та їх несуча здатність

В результаті випробування балок малоцикловим навантаженням та обробки експериментальних даних спостерігалися наступні процеси:

- на першому циклі навантаження, при доведенні рівня навантаження до 0,6 від граничного, прогини балки стрімко ростуть;

- на наступних циклах (з 1-го по 4-й), петля Гістерезіса значно зменшується, випрямляється, а прогини стабілізуються і майже рівні між собою. Тобто можна стверджувати, що вже при 5-му повторенні одного і того ж циклу навантаження величина прогинів є стабільною і практично незмінною;

- після збільшенні навантаження до 0,85 на 5-му циклі, петля Гістерезіса знову розширюється, а це свідчить про зростання прогину балок. Це супроводжується зростанням величини залишкових деформацій, що відбувається за рахунок стрімкого розвитку тріщин в бетоні та пластичних деформацій в арматурі. Варто зауважити, що розвиток деформацій як в бетоні так і в арматурі проходить однаково, що зумовлено їх спільною роботою;

- на подальших циклах (з 6-го по 8-й), знову спостерігається стабілізація прогину та перехід петлі Гістерезіса, практично в пряму лінію. Проте залишкові прогини не зменшуються;

- при навантаженні на 9-му циклі балок рівнем 0,85 та 0,9, петля Гістерезіса знову розширювалася, що правда вже на меншу величину;

- на 10-му циклі балки доводили до граничного експлуатаційного навантаження. Варто зазначити, що балки з одним та двома поздовжніми робочими арматурними стержнями досягали цього стану при рівнях менших за граничне експлуатаційне навантаження балок, випробуваних при одноразовому навантаженні, а от балки з трьома робочими стержнями витримували таке ж навантаження, що і при одноразовому навантаженні.

Після підсилення балок та повторного їх випробування за аналогічною програмою, встановлено:

- при одноразовому та цикловому навантаженні підсилені балки витримують більше ніж у два рази вище навантаження. Це пояснюється роботою підсилення як додаткового армування, що зумовлює перерозподіл зусиль та спричинює збільшення висоти стиснутої зони бетону, яка включаючись в роботу підвищує несучу здатність балок;

- при одноразовому навантаженні залежності прогину від величини навантаження набувають лінійної форми;

- розвиток тріщин в бетоні починається значно пізніше, ніж у непідсиленних балок;

- руйнування балок проходить в основному по стиснутій зоні бетону, оскільки дані балки є переармованими за рахунок підсилення (див. рис. 3.1.);



Рис.3.1. Характер руйнування дослідних балок

- графіки залежності прогинів в підсиленних балках, при циклових навантаженнях мають аналогічні особливості, що і в непідсиленних, за виключенням першого циклу. На перших стадіях навантаження балок (з 0,0 до 0,6) спостерігається вигин кривої залежності прогинів від рівня навантаження, до низу.

Результати випробування балок наведені в таблиці 3.1.

Результати випробування балок

| Марка балки | P_u , кН | $\frac{M}{M_u}$ | f , см | $a_{сгс}$, мм |
|-------------|------------|-----------------|----------|----------------|
| 1-Р | 18,5 | 1,0 | 1,526 | >0,4 |
| 1-Р-П | 40 | 1,0 | 1,603 | 0,3 |
| 1-Ц | 16,65 | 0,9 | 1,148 | >0,4 |
| 1-Ц-П | 39,2 | 0,98 | 1,28 | >0,4 |
| 2-Р | 37,5 | 1,0 | 1,455 | 0,2 |
| 2-Р-П | 61,5 | 1,0 | 1,825 | 0,14 |
| 2-Ц | 33,75 | 0,9 | 1,442 | 0,35 |
| 2-Ц-П | 64,58 | 1,05 | 1,649 | >0,4 |
| 3-Р | 48 | 1,0 | 1,568 | 0,3 |
| 3-Р-П | 65,6 | 1,0 | 1,581 | >0,4 |
| 3-Ц | 48 | 1,0 | 1,424 | 0,32 |
| 3-Ц-П | 65,6 | 1,0 | 1,802 | 0,24 |

Згідно прийнятої методики випробувань граничний прогин становить $f_u/1 = 1/150$, що становить 1,2 см. Як видно з таблиці 3.1 у всіх балках на останньому ступені навантаження прогин перевищує граничне значення. Тріщини при цьому прогині також або перевищили граничне значення 0,4 мм або були близькими.

3.2. Деформативність дослідних балок випробуваних при одноразовому та малоцикловому навантаженні

За результатами дослідження зроблено порівняння деформування залізобетонних балок без підсилення та підсилених шпренгельною системою з однією, двома та трьома повздовжніми робочими арматурними стержнями на дію одноразових навантажень.

В таблиці 3.2 показано абсолютні прогини балок з однією повздовжньою арматурою, одна з яких непідсилена – балка 1-Р, а інша – 1-Р-П підсилена шпренгельною системою. За експериментальними даними абсолютних прогинів побудовано графік деформування балок (рис.3.2.).

У балки 1-Р до навантаження 0,9 кН відбувається несуттєве зростання прогинів до 0,1 см, а зі збільшенням навантаження прогини починають швидко зростати. Відбувається руйнування балки при навантаження 2,1 кН. Залежність абсолютних прогинів балки 1-Р-П має лінійний характер, що говорить про її

пружну роботу. На перших ступенях навантаження вони зростають швидше, ніж у непідсиленої. Це пояснюється тим, що у непідсиленої балки 1-Р до навантаження 0,9 кН розтягуючі зусилля в нижній зоні перерізу сприймає бетон, а після утворення тріщин лінія бетону балки переламується і прогин починає швидко зростати. Натомість в балці 1-Р-П такого процесу не відбувається, бо ця балка є попередньо випробуваною до підсилення і тріщини в ній присутні вже на початок випробувань. При подальшому навантаженні прогин підсиленого зразка до навантаження в 1,5 кН менший в порівнянні з непідсиленим. Подальше деформування підсиленої балки продовжується з також самою інтенсивністю. Підсилена балка зруйнувалася при навантаженні 3,9 кН.

Варто звернути увагу також на той факт, що на перших ступенях навантаження спостерігається, що непідсилена балка 1-Р краще сприймає навантаження, адже її прогин менший. А підсилена балка на перших ступенях навантаження деформується більше. Це можна пояснити недостатнім напруженням елементу підсилення та недостатньою щільністю роботи балки та системи підсилення. Підсилення на перших ступенях навантаження не зразу включається в роботу, що і призводить до такого деформування підсиленої балки.

Таблиця 3.2.

Абсолютний прогин балок 1-Р та 1-Р-П

| Р, кН | f, см | |
|-------|-----------|-------------|
| | Балка 1-Р | Балка 1-Р-П |
| 0 | 0 | 0 |
| 0,3 | 0,022 | 0,083 |
| 0,6 | 0,051 | 0,183 |
| 0,9 | 0,091 | 0,292 |
| 1,2 | 0,251 | 0,404 |
| 1,5 | 0,515 | 0,525 |
| 1,8 | 0,811 | 0,635 |
| 2,1 | 1,526 | 0,759 |
| 2,4 | | 0,88 |
| 2,7 | | 1,003 |
| 3 | | 1,121 |
| 3,3 | | 1,264 |
| 3,6 | | 1,41 |
| 3,9 | | 1,603 |

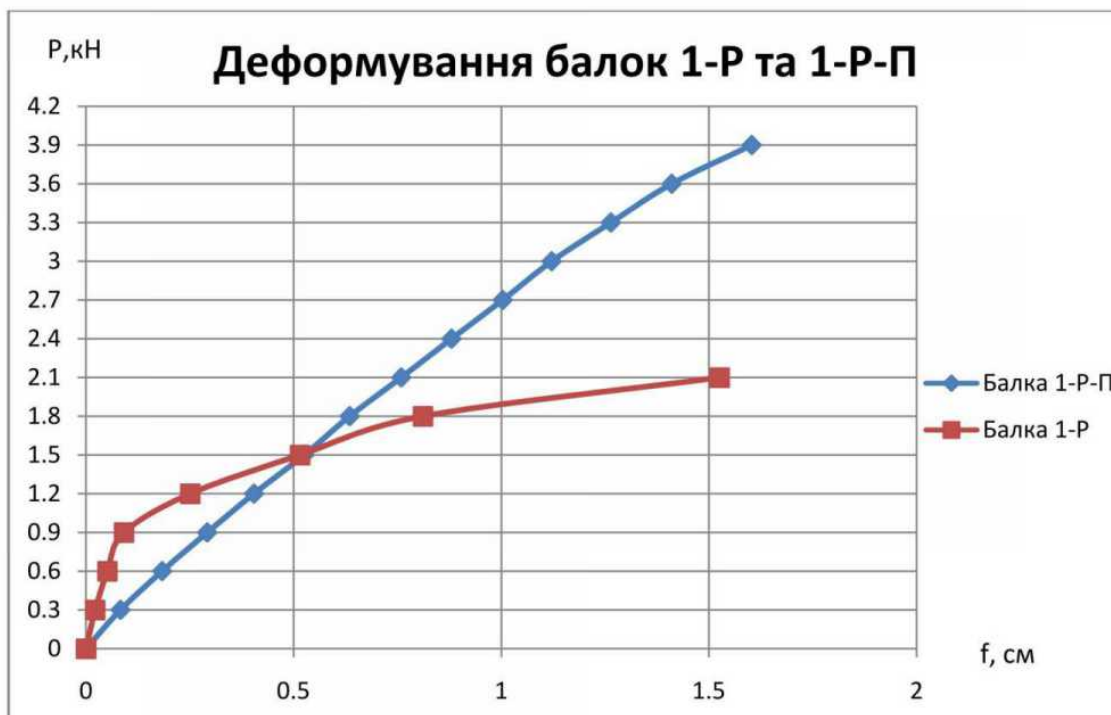


Рис. 3.2. Графік деформування балок 1-Р та 1-Р-П

Отже, можна зробити висновок, що підсилення шпренгельною системою при одноразовому навантаженні є ефективним, оскільки підсилена балка витримала майже у 2 рази більші навантаження, ніж непідсилена. Такий великий ефект підсилення можна пояснити тим, що підсилена балка мала низький відсоток армування робочою арматурою.

В таблиці 3.3 наведено абсолютні прогини балок з двома повздовжніми арматурними стержнями, за якими побудовано графік їх деформування (рис.3.3).

До навантаження 0,6 кН величини абсолютних прогинів у непідсиленої і підсиленої балок приблизно однакові. А при збільшенні навантаження у балки 2-Р прогини починають збільшуватися. Зростання прогинів балки 2-Р-П відбувається з такою ж інтенсивністю аж до руйнування. Непідсилена балка руйнується при навантаженні в 3,9 кН, а підсилена при – 6 кН.

Отже, підсилення залізобетонної балки з двома повздовжніми арматурними стержнями є ефективним, оскільки несуча здатність балки збільшується на 75%.

Таке армування внутрішньою арматурою зразків є нормальним для реальних залізобетонних конструкцій.

Абсолютний прогин балок 2-Р та 2-Р-П

| Р, кН | f, см | |
|-------|-----------|-------------|
| | Балка 2-Р | Балка 2-Р-П |
| 0 | 0 | 0 |
| 0,3 | 0,064 | 0,041 |
| 0,6 | 0,125 | 0,109 |
| 0,9 | 0,244 | 0,174 |
| 1,2 | 0,342 | 0,251 |
| 1,5 | 0,463 | 0,331 |
| 1,8 | 0,558 | 0,419 |
| 2,1 | 0,667 | 0,505 |
| 2,4 | 0,776 | 0,595 |
| 2,7 | 0,905 | 0,677 |
| 3 | 1,014 | 0,757 |
| 3,3 | 1,131 | 0,868 |
| 3,6 | 1,31 | 0,951 |
| 3,9 | 1,455 | 1,032 |
| 4,2 | | 1,106 |
| 4,5 | | 1,194 |
| 4,8 | | 1,275 |
| 5,1 | | 1,379 |
| 5,4 | | 1,486 |
| 5,7 | | 1,624 |
| 6 | | 1,825 |

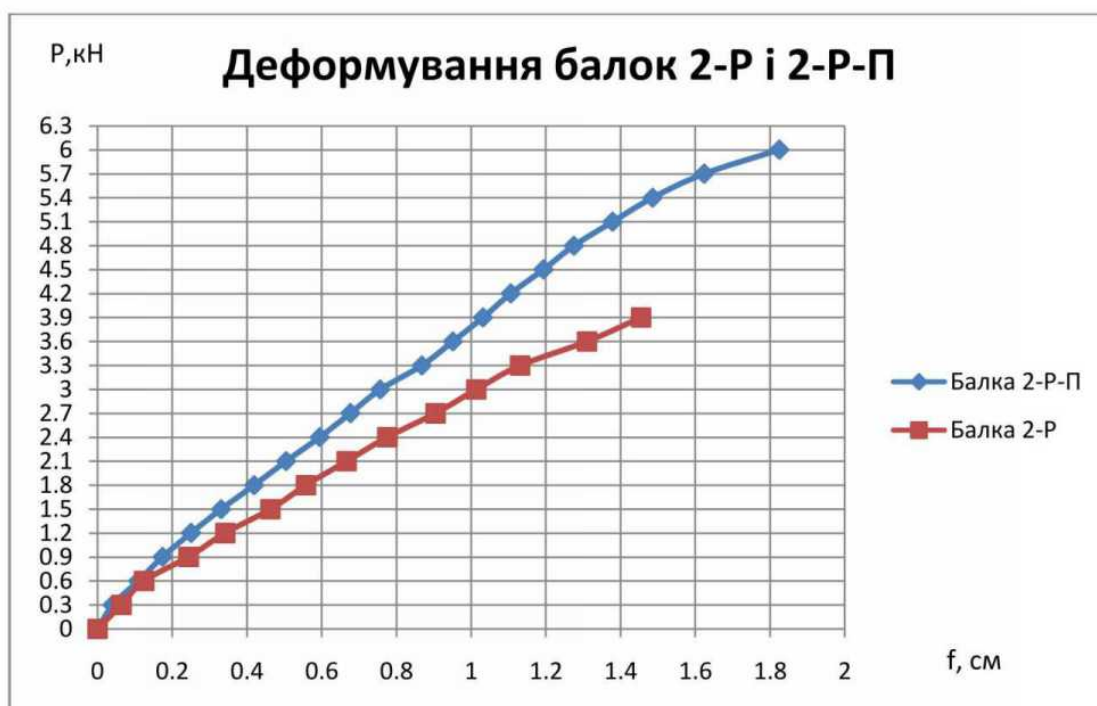


Рис. 3.3 Графік деформування балок 2-Р та 2-Р-П

Різниця величин абсолютних прогинів балок 3-Р та 3-Р-П з трьома повздовжніми робочими арматурними стержнями набагато менша, ніж у попередньо розглянутих балок (табл.3.4). Прогини як підсиленої, так і непідсиленої балок зростають з майже однаковою інтенсивністю, проте у підсиленої балки вони дещо менші (рис.3.4.).

Балка 3-Р витримує вдвічі більші навантаження, ніж балка 1-Р та на 20% більші, ніж балка 2-Р. Звідси можна зробити висновок, що зі збільшенням внутрішнього армування, несуча здатність дослідних зразків після певної межі починає зростати обернено пропорційно кількості арматури. Та ефект підсилення в такому випадку також зменшується.

Таблиця 3.4.

Абсолютний прогин балок 3-Р та 3-Р-П

| Р, кН | f, см | |
|-------|-----------|-------------|
| | Балка 3-Р | Балка 3-Р-П |
| 0 | 0 | 0 |
| 0,3 | 0,056 | 0,044 |
| 0,6 | 0,128 | 0,107 |
| 0,9 | 0,211 | 0,182 |
| 1,2 | 0,3 | 0,257 |
| 1,5 | 0,389 | 0,331 |
| 1,8 | 0,481 | 0,406 |
| 2,1 | 0,576 | 0,483 |
| 2,4 | 0,674 | 0,561 |
| 2,7 | 0,77 | 0,619 |
| 3 | 0,872 | 0,697 |
| 3,3 | 0,976 | 0,781 |
| 3,6 | 1,073 | 0,854 |
| 3,9 | 1,194 | 0,933 |
| 4,2 | 1,314 | 1,02 |
| 4,5 | 1,437 | 1,109 |
| 4,8 | 1,568 | 1,196 |
| 5,1 | | 1,278 |
| 5,4 | | 1,353 |
| 5,7 | | 1,446 |
| 6 | | 1,581 |

Підсилення залізобетонної балки трьома повздовжніми арматурними стержнями теж є ефективним, оскільки несуча здатність балки збільшується на 25%.

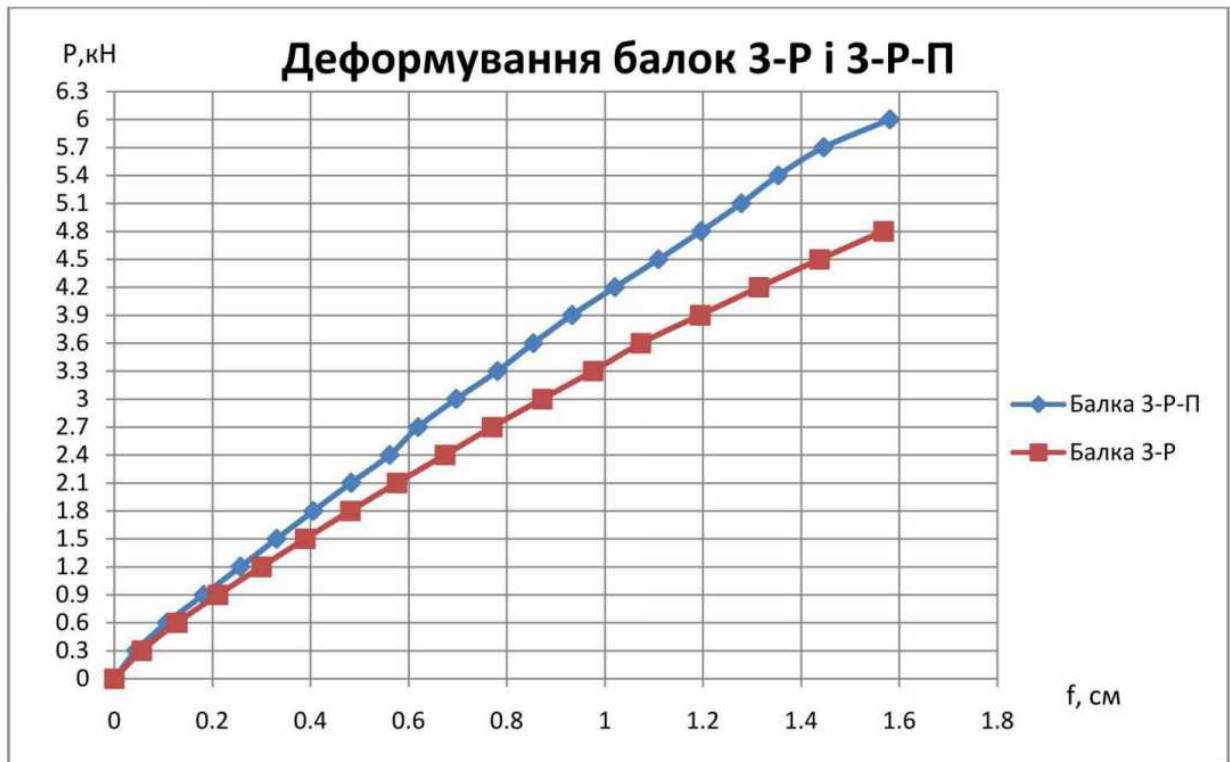


Рис. 3.4. Графік деформування балок 3-Р та 3-Р-П

Також проведено порівняння деформування балок підсилених шпренгельною системою з однією, двома та трьома внутрішніми повздовжніми робочими арматурними стержнями на дію одноразових навантажень (рис 3.5).

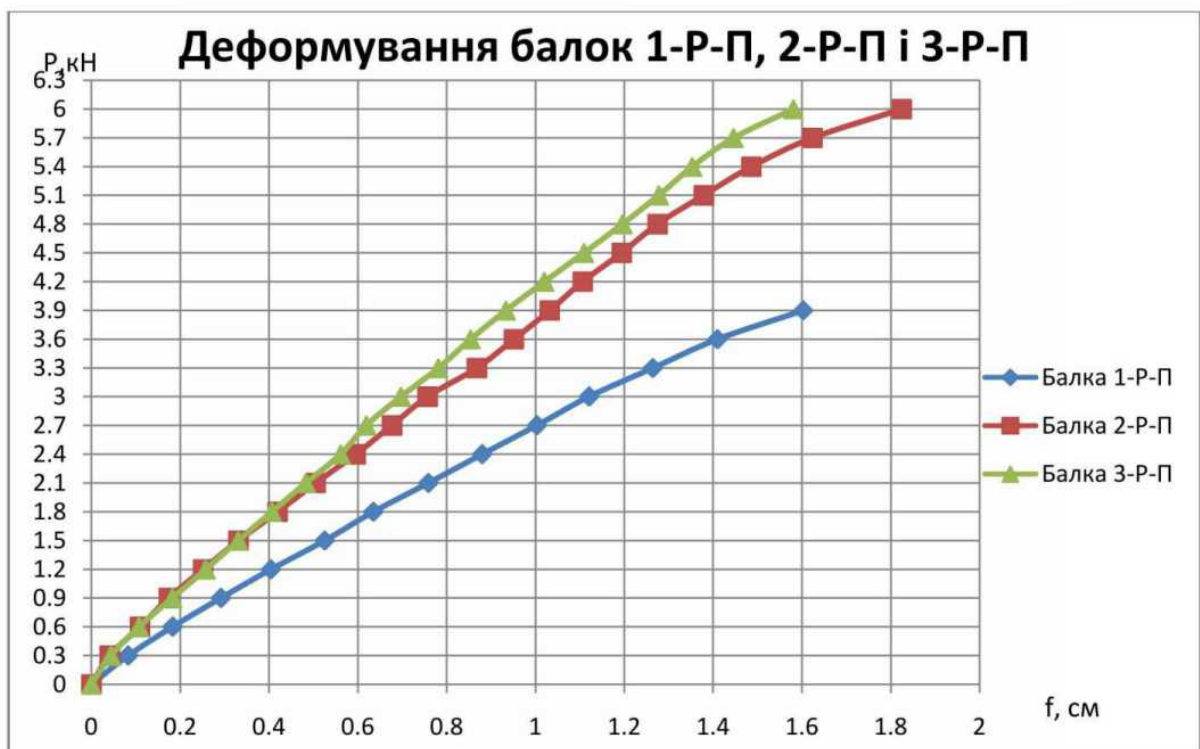


Рис. 3.5. Графік деформування балок 1-Р-П, 2-Р-П та 3-Р-П

Деформування балок 2-Р-П та 3-Р-П проходить практично з однаковою інтенсивністю. Це свідчить про переармованість балки 3-Р-П. Незважаючи на великий відсоток армування підсиленої балки її несуча здатність залишається практично такою ж самою, як і балки 2-Р-П, що зумовлено приблизно однаковою несучою здатністю цих балок. Підсилення балок руйнується при однаковому навантаженні. Лише величина абсолютного прогину балки 2-Р-П є на 0,2 см більшою.

Балка 1-Р-П є недоармованою і руйнується набагато швидше, ніж балки з двома та трьома стержнями.

За результатами дослідження зроблено порівняння деформування залізобетонних балок без підсилення та підсиленіх шпренгельною системою з однією, двома та трьома поздовжніми арматурними стержнями на дію малоциклових навантажень.

В таблиці 3.5 показано абсолютні прогини балок з однією поздовжньою арматурою, одна з яких непідсилена – балка 1-Ц, а інша – 1-Ц-П підсилена шпренгельною системою. За експериментальними даними абсолютних прогинів з однаковими рівнями навантаження побудовано графік деформування балок (рис.3.6.).

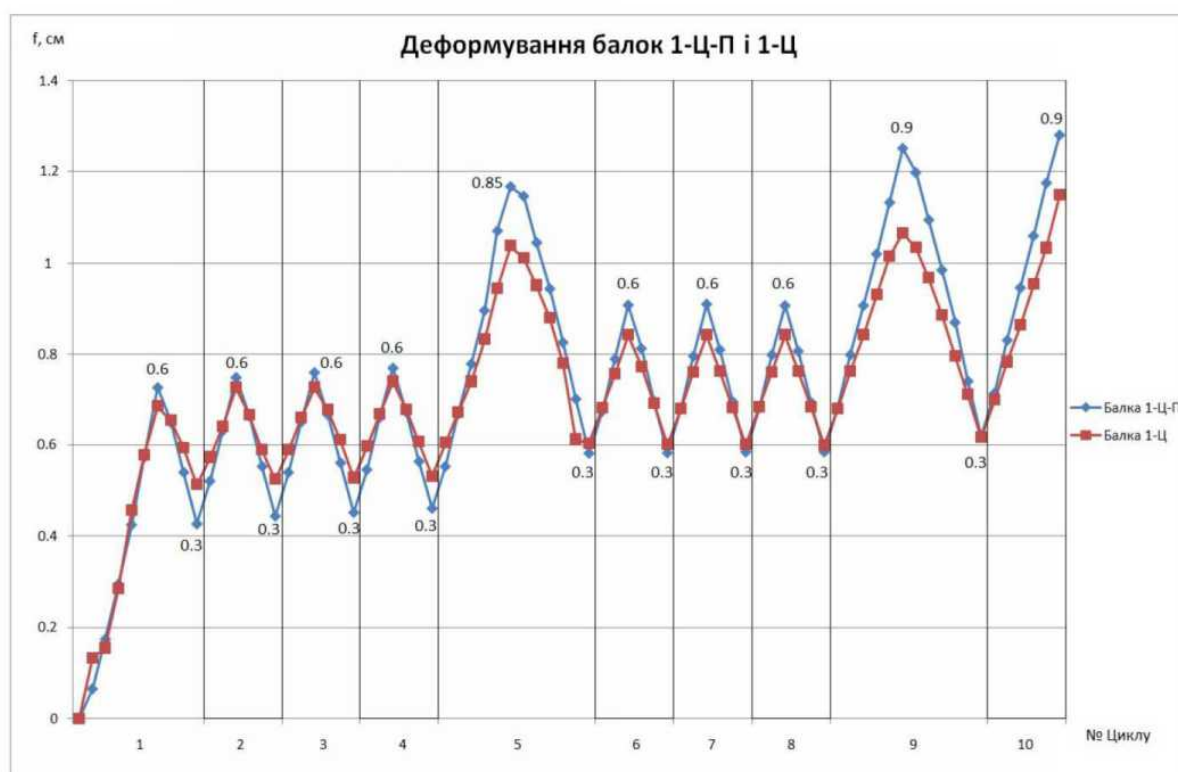


Рис. 3.6. Графік деформування балок 1-Ц та 1-Ц-П при однакових рівнях навантаження

Абсолютний прогин балок 1-Ц та 1-Ц-П при однакових рівнях навантаження (для балки 1-Ц за 1,0 прийнято 1,95 кН, а для балки 1-Ц-П – 4 кН)

| Цикли, №з/п | Долі нав-ня | Балка 1-Ц | | Балка 1-Ц-П | |
|----------------|----------------|-----------|-------|-------------|-------|
| | | P, кН | f, см | P, кН | f, см |
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 0,3 | 0,585 | 0,285 | 1,2 | 0,295 |
| | 0,6 | 1,17 | 0,685 | 2,4 | 0,726 |
| | 0,3 | 0,585 | 0,513 | 1,2 | 0,427 |
| 2 | 0,6 | 1,17 | 0,726 | 2,4 | 0,748 |
| | 0,3 | 0,585 | 0,525 | 1,2 | 0,444 |
| 3 | 0,6 | 1,17 | 0,726 | 2,4 | 0,759 |
| | 0,3 | 0,585 | 0,528 | 1,2 | 0,452 |
| 4 | 0,6 | 1,17 | 0,739 | 2,4 | 0,769 |
| | 0,3 | 0,585 | 0,531 | 1,2 | 0,461 |
| 5 | 0,6 | 1,17 | 0,739 | 2,4 | 0,778 |
| | 0,85 | 1,6575 | 1,037 | 3,4 | 1,167 |
| | 0,6 | 1,17 | 0,878 | 2,4 | 0,943 |
| | 0,3 | 0,585 | 0,604 | 1,2 | 0,582 |
| 6 | 0,6 | 1,17 | 0,841 | 2,4 | 0,907 |
| | 0,3 | 0,585 | 0,601 | 1,2 | 0,583 |
| 7 | 0,6 | 1,17 | 0,841 | 2,4 | 0,909 |
| | 0,3 | 0,585 | 0,601 | 1,2 | 0,585 |
| 8 | 0,6 | 1,17 | 0,841 | 2,4 | 0,906 |
| | 0,3 | 0,585 | 0,6 | 1,2 | 0,585 |
| 9 | 0,6 | 1,17 | 0,841 | 2,4 | 0,906 |
| | 0,9 | 1,6575 | 1,065 | 3,6 | 1,251 |
| | 0,6 | 1,17 | 0,885 | 2,4 | 0,984 |
| | 0,3 | 0,585 | 0,617 | 1,2 | 0,62 |
| 10 | 0,6 | 1,17 | 0,863 | 2,4 | 0,945 |
| | 0,9 | 1,755 | 1,148 | 3,6 | 1,28 |

Лінії деформування балок 1-Ц та 1-Ц-П практично накладаються одна на одну, тобто їхній прогин практично однаковий. Але при цьому за одиницю навантаження непідсиленої балки було взято 1,95 кН, а підсиленої – 4 кН (рис.3.7.).



Рис. 3.7. Графік співвідношення навантажень, що прикладалися до балок 1-Ц та 1-Ц-П

Деякі відхилення спостерігаються лише на перших циклах навантаження, при розвантаженні до 0,3. Залишковий прогин в підсиленому зразку є меншим, ніж у непідсиленому. Підсилення додає пружності балці і повертає її у вихідне положення.

При рівнях навантаження 0,85 та 0,9 спостерігається значний приріст прогину в підсиленому зразку. Але при розвантаженні бачимо, що залишкові деформації є такими, як і в непідсиленому.

Отже, можна зробити висновок, що підсилення шпренгельною системою є ефективним, оскільки деформації підсиленої балки є такими самими, як і непідсиленої при навантаженні в 2 рази більшому.

Зроблено порівняння абсолютних прогинів балок 1-Ц і 1-Ц-П при однакових величинах навантажень і встановлено, що кінцевий прогин непідсиленого зразка на 32% більший, ніж підсиленого (табл.3.6).

Абсолютний прогин балок 1-Ц та 1-Ц-П при однакових величинах навантажень

| Цикли, №з/п | P, кН | f, см | |
|----------------|--------|--------------|----------------|
| | | Балка 1-Ц | Балка 1-Ц-П |
| 1 | 0 | 0 | 0 |
| | 0,585 | 0,285 | 0,148 |
| | 1,17 | 0,685 | 0,295 |
| 2 | 1,17 | 0,726 | 0,427 |
| 3 | 1,17 | 0,726 | 0,444 |
| 4 | 1,17 | 0,739 | 0,452 |
| 5 | 1,17 | 0,739 | 0,461 |
| | 1,6575 | 1,037 | 0,593 |
| 6 | 1,17 | 0,841 | 0,582 |
| 7 | 1,17 | 0,842 | 0,583 |
| 8 | 1,17 | 0,841 | 0,585 |
| 9 | 1,17 | 0,841 | 0,585 |
| | 1,6575 | 1,065 | 0,702 |
| 10 | 1,17 | 0,863 | 0,62 |
| | 1,755 | 1,148 | 0,771 |

В таблиці 3.7. показано абсолютні прогини балок з двома стержнями повздовжньої арматури, одна з яких не підсилена – балка 2-Ц, а інша – 2-Ц-П підсилена шпренгельною системою. За експериментальними даними абсолютних прогинів побудовано графік деформування балок (рис.3.8.).

За одиницю навантаження не підсиленої балки взято 3,6 кН, а підсиленої - 6 кН (рис.3.9.). І при цьому графіки деформування балок на всіх циклах є теж практично однаковими. Лінія деформування балки 2-Ц-П вказує на стабільно більші, у порівнянні з балкою 2-Ц, прогини. Хоча вони не значно відрізняються Обидві балки не зруйнувалися після 10- ти циклів навантаження.

Абсолютний прогин балок 2-Ц та 2-Ц-П при однакових рівнях навантаження (для балки 2-Ц за 1,0 прийнято 3,68 кН, а для балки 2-Ц-П – 6 кН)

| Цикли, №з/п | Долі нав-ня | Балка 2-Ц | | Балка 2-Ц-П | |
|----------------|----------------|-----------|-------|-------------|-------|
| | | P, кН | f, см | P, кН | f, см |
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 0,3 | 1,104 | 0,293 | 1,8 | 0,442 |
| | 0,6 | 2,208 | 0,73 | 3,6 | 0,965 |
| | 0,3 | 1,104 | 0,44 | 1,8 | 0,572 |
| 2 | 0,6 | 2,208 | 0,759 | 3,6 | 0,986 |
| | 0,3 | 1,104 | 0,465 | 1,8 | 0,576 |
| 3 | 0,6 | 2,208 | 0,77 | 3,6 | 0,989 |
| | 0,3 | 1,104 | 0,472 | 1,8 | 0,579 |
| 4 | 0,6 | 2,208 | 0,778 | 3,6 | 0,989 |
| | 0,3 | 1,104 | 0,473 | 1,8 | 0,579 |
| 5 | 0,6 | 2,208 | 0,783 | 3,6 | 0,994 |
| | 0,85 | 3,128 | 1,16 | 5,1 | 1,426 |
| | 0,6 | 2,208 | 0,912 | 3,6 | 1,176 |
| | 0,3 | 1,104 | 0,549 | 1,8 | 0,714 |
| 6 | 0,6 | 2,208 | 0,89 | 3,6 | 1,126 |
| | 0,3 | 1,104 | 0,534 | 1,8 | 0,712 |
| 7 | 0,6 | 2,208 | 0,885 | 3,6 | 1,121 |
| | 0,3 | 1,104 | 0,538 | 1,8 | 0,709 |
| 8 | 0,6 | 2,208 | 0,885 | 3,6 | 1,119 |
| | 0,3 | 1,104 | 0,543 | 1,8 | 0,712 |
| 9 | 0,6 | 2,208 | 0,891 | 3,6 | 1,121 |
| | 0,9 | 3,128 | 1,185 | 5,4 | 1,527 |
| | 0,6 | 2,208 | 0,927 | 3,6 | 1,212 |
| | 0,3 | 1,104 | 0,561 | 1,8 | 0,75 |
| 10 | 0,4 | 1,472 | 0,658 | 2,4 | 0,872 |
| | 0,5 | 1,84 | 0,793 | 3 | 1,022 |
| | 0,6 | 2,208 | 0,914 | 3,6 | 1,164 |
| | 0,7 | 2,576 | 1,039 | 4,2 | 1,309 |
| | 0,8 | 2,944 | 1,145 | 4,8 | 1,445 |
| | 0,9 | 3,312 | 1,255 | 5,4 | 1,558 |
| | 0,95 | 3,496 | 1,349 | 5,7 | 1,649 |
| | 1 | 3,53 | 1,442 | | |

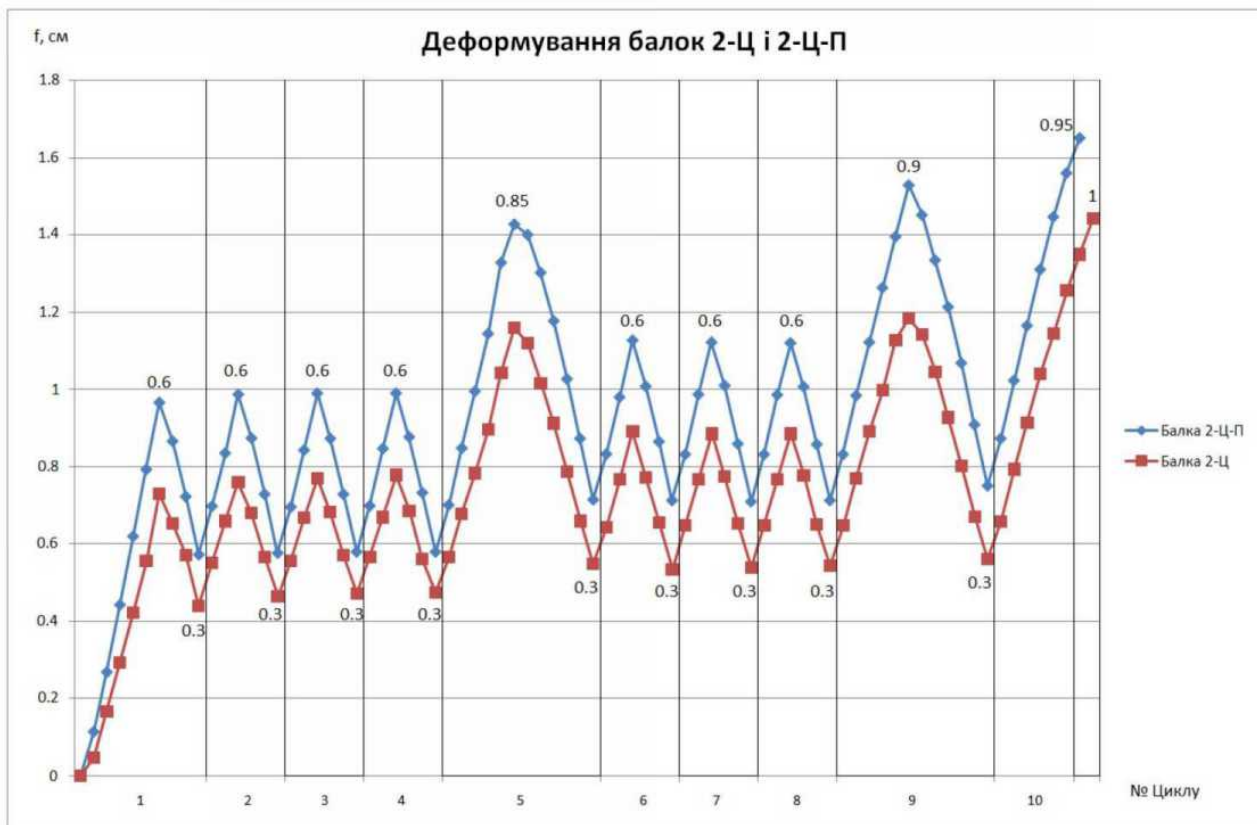


Рис. 3.8. Графік деформування балок 2-Ц та 2-Ц-П при однакових рівнях навантаження

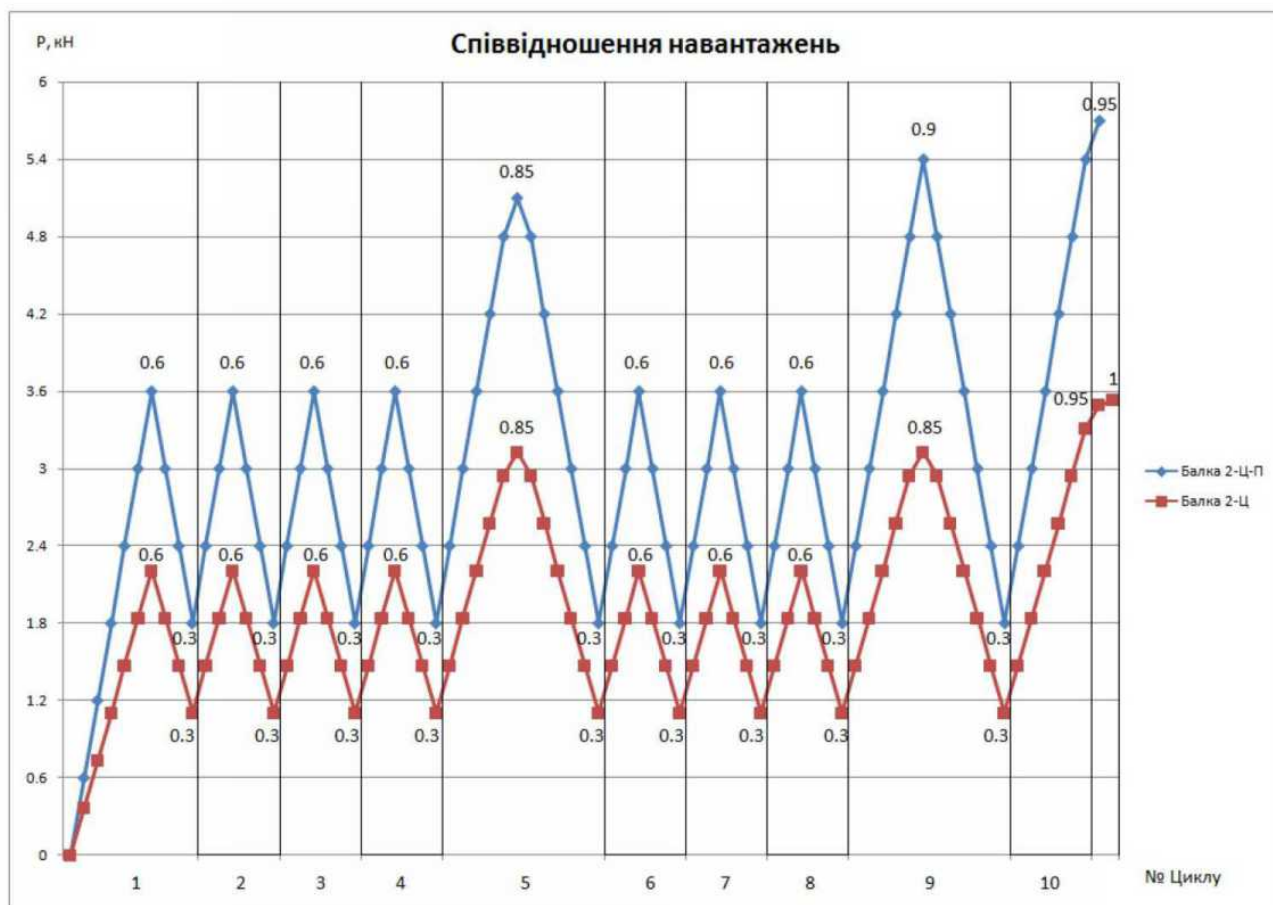


Рис. 3.9. Графік співвідношення навантажень, що прикладалися до балок 2-Ц та 2-Ц-П

Зроблено порівняння абсолютних прогинів балок 2-Ц і 2-Ц-П при однакових величинах навантажень і встановлено, що кінцевий прогин непідсиленого зразка на 13% більший, ніж підсиленого (табл.3.8.).

Таблиця 3.8.

Абсолютний прогин балок 2-Ц та 2-Ц-П при однакових величинах навантажень

| Цикли, №з/п | P, кН | f, см | |
|----------------|-------|--------------|----------------|
| | | Балка 2-Ц | Балка 2-Ц-П |
| 1 | 0 | 0 | 0 |
| | 1,104 | 0,293 | 0,242 |
| | 2,208 | 0,73 | 0,56 |
| 2 | 2,208 | 0,759 | 0,655 |
| 3 | 2,208 | 0,77 | 0,657 |
| 4 | 2,208 | 0,778 | 0,657 |
| 5 | 2,208 | 0,783 | 0,671 |
| | 3,128 | 1,16 | 0,872 |
| 6 | 2,208 | 0,89 | 0,793 |
| 7 | 2,208 | 0,885 | 0,791 |
| 8 | 2,208 | 0,885 | 0,79 |
| 9 | 2,208 | 0,891 | 0,791 |
| | 3,128 | 1,185 | 1,006 |
| 10 | 1,84 | 0,793 | 0,75 |
| | 2,208 | 0,914 | 0,831 |
| | 2,576 | 1,039 | 0,922 |
| | 2,944 | 1,145 | 1,022 |
| | 3,312 | 1,255 | 1,093 |

В таблиці 3.9. показано абсолютні прогини балок з трьома стержнями повздовжньої робочої арматури, одна з яких непідсилена – балка 3-Ц, а інша – 3-Ц-П підсилена шпренгельною системою. За експериментальними даними абсолютних прогинів побудовано графік деформування балок (рис.3.10.). Також зроблено порівняння навантажень, що прикладаються до непідсиленого та підсиленого зразків (рис.3.11.).

Абсолютний прогин балок 3-Ц та 3-Ц-П при однакових рівнях навантаження (для балки 3-Ц за 1.0 прийнято 4,65 кН, а для балки 3-Ц-П – 6 кН)

| Цикли, №з/п | Долі нав-ня | Балка 3-Ц | | Балка 3-Ц-П | |
|----------------|----------------|-----------|-------|-------------|-------|
| | | P, кН | f, см | P, кН | f, см |
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 0,3 | 1,395 | 0,295 | 1,8 | 0,379 |
| | 0,6 | 2,79 | 0,716 | 3,6 | 0,844 |
| | 0,3 | 1,395 | 0,407 | 1,8 | 0,493 |
| 2 | 0,6 | 2,79 | 0,733 | 3,6 | 0,861 |
| | 0,3 | 1,395 | 0,412 | 1,8 | 0,497 |
| 3 | 0,6 | 2,79 | 0,741 | 3,6 | 0,868 |
| | 0,3 | 1,395 | 0,418 | 1,8 | 0,505 |
| 4 | 0,6 | 2,79 | 0,748 | 3,6 | 0,875 |
| | 0,3 | 1,395 | 0,42 | 1,8 | 0,508 |
| 5 | 0,6 | 2,79 | 0,75 | 3,6 | 0,876 |
| | 0,85 | 3,9525 | 1,145 | 5,1 | 1,241 |
| | 0,6 | 2,79 | 0,878 | 3,6 | 0,978 |
| | 0,3 | 1,395 | 0,514 | 1,8 | 0,595 |
| 6 | 0,6 | 2,79 | 0,857 | 3,6 | 0,961 |
| | 0,3 | 1,395 | 0,512 | 1,8 | 0,595 |
| 7 | 0,6 | 2,79 | 0,852 | 3,6 | 0,957 |
| | 0,3 | 1,395 | 0,508 | 1,8 | 0,593 |
| 8 | 0,6 | 2,79 | 0,851 | 3,6 | 0,961 |
| | 0,3 | 1,395 | 0,509 | 1,8 | 0,594 |
| 9 | 0,6 | 2,79 | 0,852 | 3,6 | 0,957 |
| | 0,9 | 3,9525 | 1,162 | 5,4 | 1,327 |
| | 0,6 | 2,79 | 0,895 | 3,6 | 1,032 |
| | 0,3 | 1,395 | 0,527 | 1,8 | 0,638 |
| 10 | 0,4 | 1,86 | 0,634 | 2,4 | 0,751 |
| | 0,5 | 2,325 | 0,762 | 3 | 0,876 |
| | 0,6 | 2,79 | 0,874 | 3,6 | 0,992 |
| | 0,7 | 3,255 | 0,994 | 4,2 | 1,23 |
| | 0,8 | 3,72 | 1,12 | 4,8 | 1,245 |
| | 0,9 | 4,185 | 1,248 | 5,4 | 1,355 |
| | 0,95 | 4,4175 | 1,336 | 5,7 | 1,415 |
| | 1 | 3,53 | 1,424 | 6 | 1,514 |
| | 1,05 | | | 6,3 | 1,602 |
| | 1,1 | | | 6,6 | 1,72 |
| | 1,12 | | | 6,72 | 1,802 |

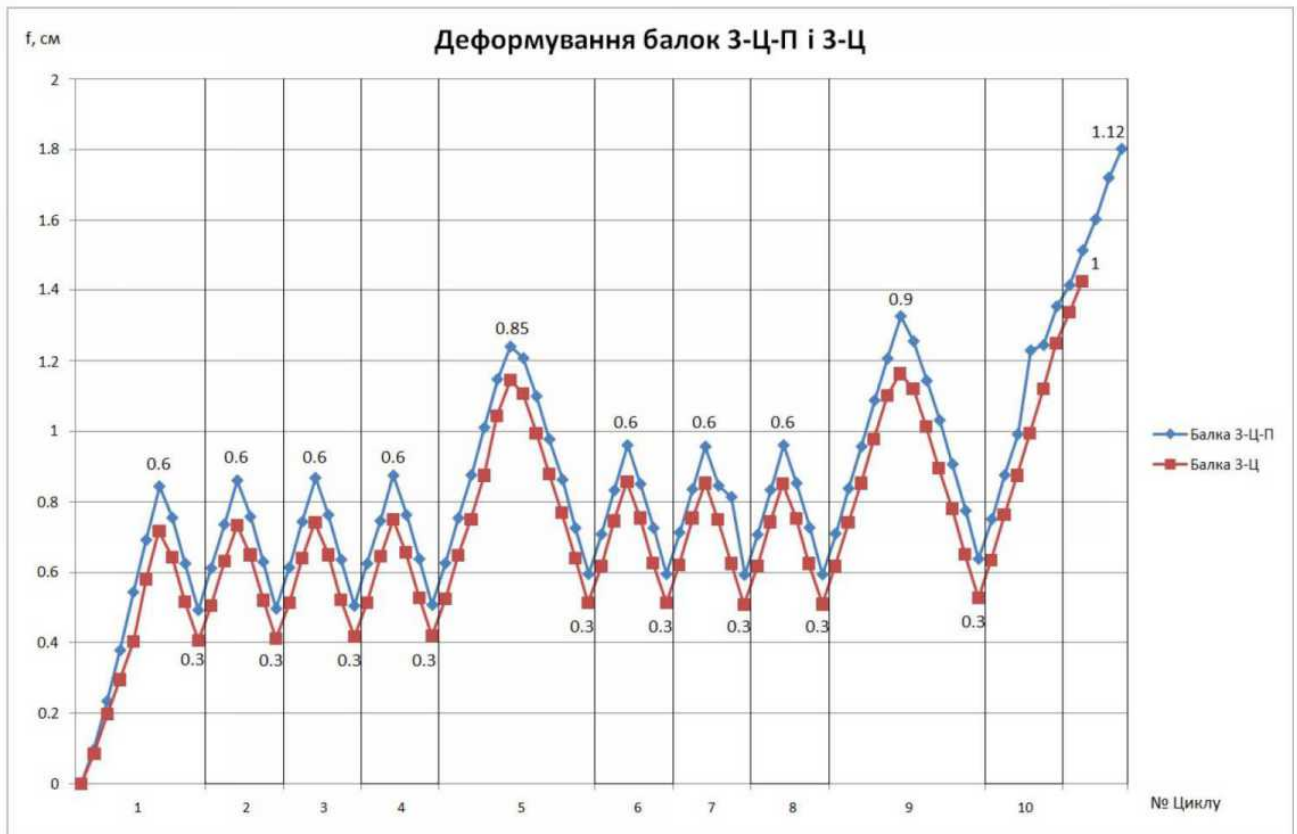


Рис. 3.10. Графік деформування балок 3-Ц та 3-Ц-П при однакових рівнях навантаження

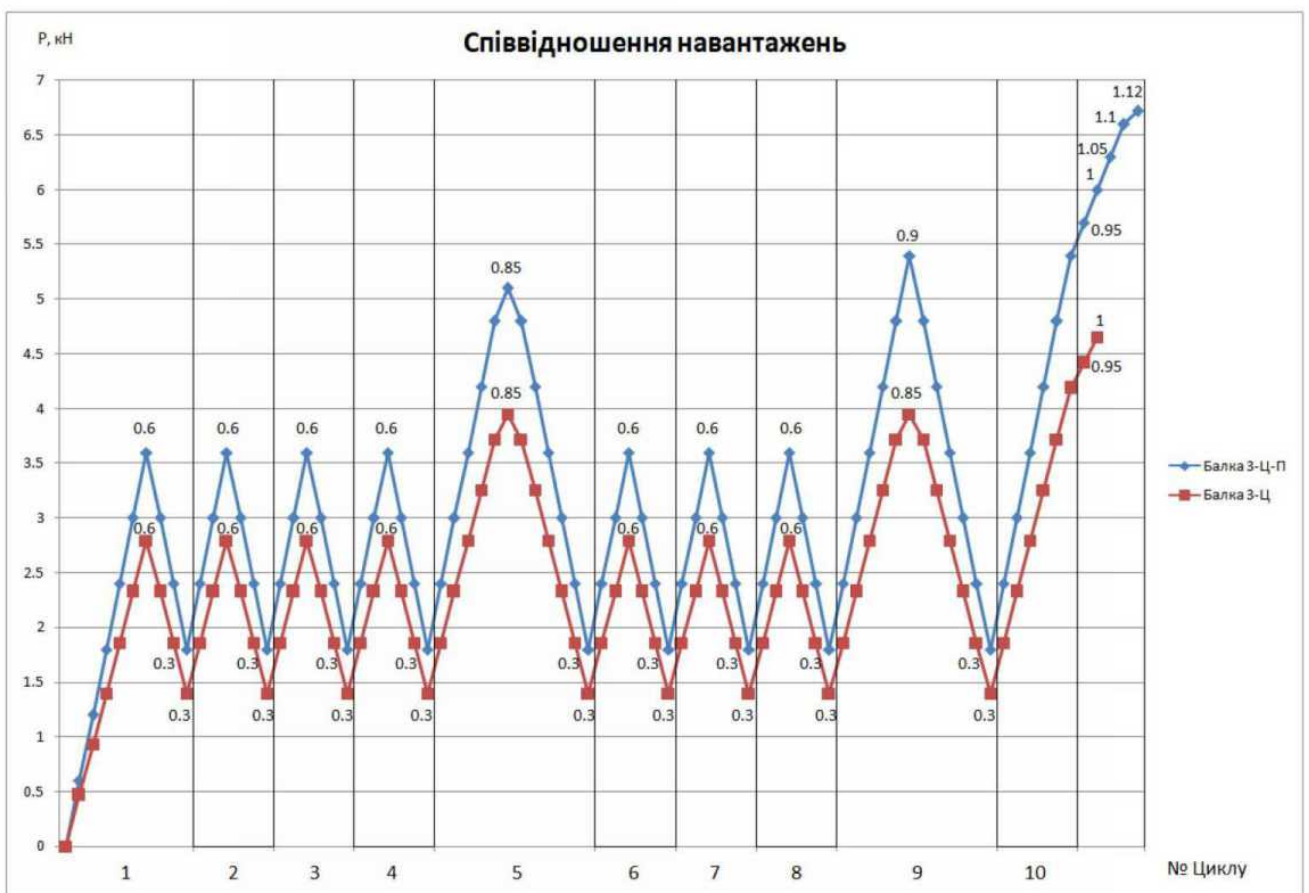


Рис. 3.11. Графік співвідношення навантажень, що прикладалися до балок 3-Ц та 3-Ц-П

За одиницю навантаження непідсиленої балки взято 4,6 кН, а підсиленої – 6 кН. При цьому графіки деформування балок на всіх циклах є теж практично однаковими. Якщо у балок з однією та двома робочими арматурними стержнями спостерігається приріст прогину підсилених зразків у вершинах циклу, то у зразку з трьома арматурними стержнями відхилення між підсиленою та непідсиленою балкою є стабільним на всьому проміжку випробувань. Обидві балки не зруйнувалися після 10-ти циклів навантажень.

В таблиці 3.10. показано абсолютні прогини балок з трьома повздовжніми стержнями арматури при однакових величинах навантажень.

Таблиця 3.10.

Абсолютний прогин балок 3-Ц та 3-Ц-П при однакових величинах навантажень

| Цикли, №з/п | Р, кН | f, см | |
|----------------|--------|--------------|----------------|
| | | Балка 3-Ц | Балка 3-Ц-П |
| 1 | 0 | 0 | 0 |
| | 1,395 | 0,295 | 0,283 |
| | 2,79 | 0,716 | 0,643 |
| 2 | 2,79 | 0,733 | 0,693 |
| 3 | 2,79 | 0,741 | 0,7 |
| 4 | 2,79 | 0,748 | 0,706 |
| 5 | 2,79 | 0,75 | 0,711 |
| | 3,9525 | 1,145 | 0,966 |
| | 2,79 | 0,878 | 0,817 |
| 6 | 2,79 | 0,857 | 0,791 |
| 7 | 2,79 | 0,852 | 0,795 |
| 8 | 2,79 | 0,851 | 0,792 |
| 9 | 2,79 | 0,852 | 0,795 |
| | 3,9525 | 1,162 | 1,044 |
| | 2,79 | 0,895 | 0,863 |
| 10 | 2,325 | 0,762 | 0,751 |
| | 2,79 | 0,874 | 0,834 |
| | 3,255 | 0,994 | 0,934 |
| | 3,72 | 1,12 | 1,071 |
| | 4,185 | 1,248 | 1,23 |

Отже, в даному випадку підсилення шпренгельною системою є практично неефективним, оскільки при однаковому навантаженні прогини до даних балок відрізняються лише на 1,5 %.

Це ще раз доказує той факт, що підсилення в розтягнутій зоні перемішаних внутрішньою робочою арматурою згинальних елементів не дає практично жодного ефекту.

Також зроблено порівняння деформування балок підсилених шпренгельною системою з однією, двома та трьома поздовжніми арматурними стержнями на дію малоциклових навантажень (рис 3.12).

Графіки деформування балок з однією та трьома поздовжніми арматурними стержнями практично однакові при тому, що балка з трьома стержнями випробовувалася на навантаження на 50% більші. Балки 2-Ц-П і 3-Ц-П випробовувалися на однакові величини навантаження, але балка з трьома стержнями має менші значення прогинів.

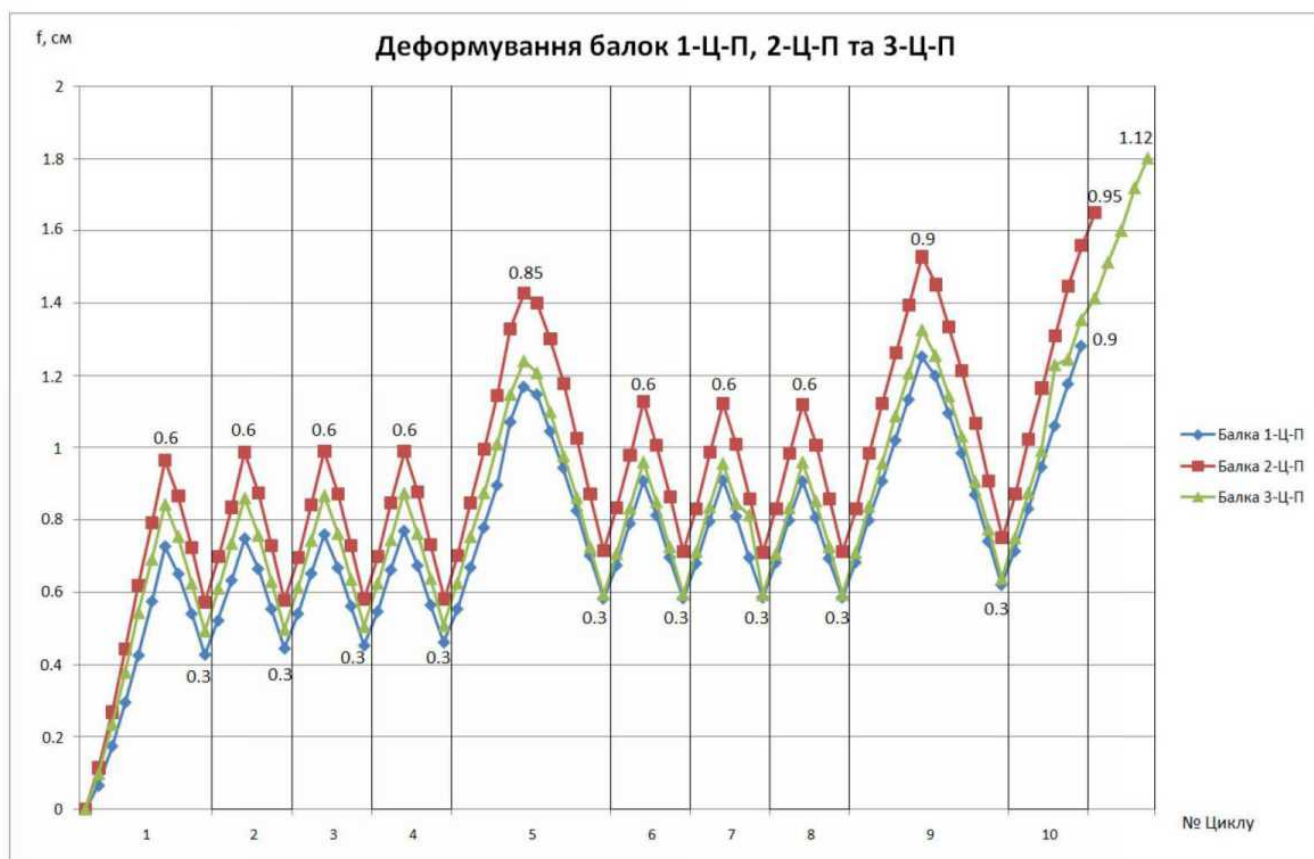


Рис. 3.12. Графік деформування балок 1-Ц-П, 2-Ц-П та 3-Ц-П

3.3. Тріщиностійкість дослідних балок випробуваних при одноразовому та малоцикловому навантаженні

За результатами дослідження зроблено порівняння утворення та розвитку тріщин у залізобетонних балках без підсилення та підсилених шпренгельною системою з однією, двома та трьома повздовжніми робочими арматурними стержнями на дію одноразових та малоциклових навантажень (табл.3.11. і 3.12.).

На рисунку 3.13. показано вигляд дослідних зразків після проведення випробувань.



Рис. 3.13. Дослідні балки після проведення випробувань
(для кращої оглядовості підсилення перед фотографуванням було знято)

- а) балка 1-Р-П; б) балка 2-Р-П; в) балка 3-Р-П;
г) балка 1-Ц-П; д) балка 2-Ц-П; е) балка 3-Ц-П.

Ширина розкриття тріщин балок, випробуваних при одноразовому навантаженні

| Нав-ня, кН | Ширина розкриття тріщин, мм | | | | | |
|---------------|-----------------------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|
| | Балка 1-Р | Балка 1-Р-П | Балка 2-Р | Балка 2-Р-П | Балка 3-Р | Балка 3-Р-П |
| 0 | - | - | - | - | - | - |
| 1,5 | 0,1 | | | | | |
| 1,8 | 0,3 | 0,1 | | | | |
| 2,1 | 0,4 | 0,1 | 0,08 | | 0,08 | 0,12 |
| 3 | | 0,2 | 0,1 | | 0,2 | |
| 3,3 | | 0,22 | 0,2 | | 0,25 | |
| 3,9 | | 0,3 | 0,2 | | 0,3 | 0,3 |
| 5,4 | | | | 0,1 | | 0,4 |
| 6 | | | | 0,14 | | |

Таблиця 3.12.

Ширина розкриття тріщин балок, випробуваних при малоцикловому навантаженні

| Цикли, №з/п | Долі нав-ня | Ширина розкриття тріщин, мм | | | | | |
|----------------|----------------|-----------------------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|
| | | Балка 1-Ц | Балка 1-Ц-П | Балка 2-Ц | Балка 2-Ц-П | Балка 3-Ц | Балка 3-Ц-П |
| 1 | 0 | - | - | - | - | - | - |
| | 0,6 | 0,1 | 0,22 | 0,1 | 0,2 | 0,08 | 0,08 |
| 4 | 0,6 | 0,1 | 0,3 | 0,15 | 0,26 | 0,1 | 0,1 |
| 5 | 0,6 | 0,26 | 0,34 | 0,2 | 0,34 | 0,2 | 0,1 |
| | 0,85 | 0,3 | 0,38 | 0,28 | 0,36 | 0,28 | 0,15 |
| 9 | 0,6 | 0,34 | 0,36 | 0,25 | 0,34 | 0,28 | 0,15 |
| | 0,9 | 0,36 | 0,4 | 0,3 | 0,38 | 0,3 | 0,2 |
| 10 | 0,9 | 0,4 | 0,44 | 0,35 | 0,4 | 0,32 | 0,24 |

При випробуванні балки 1-Р перша тріщина появилася при навантаженні 0,9 кН. При навантаженні в 1,5 кН кількість тріщин зросла до 11 і їх ширина становила 0,1 мм. Зі збільшенням навантаження ширина тріщин збільшувалася. При навантаженні в 2,1 кН ширина розкриття тріщин становила 0,4 мм – балка досягла граничного експлуатаційного навантаження. В підсиленій балці 1-Р-П розкриття тріщин почалося при більшому навантаженні, ніж в непідсиленій – при

1,2 кН. При збільшенні навантаження їх кількість поступово зростала, а ширина збільшувалася. Руйнування підсилення відбулося при навантаженні 4 кН, коли ширина розкриття тріщин становила 0,3 мм, а їх кількість була – 14 штук.

У балці з двома стержнями повздовжньої робочої арматури розвиток тріщин почався значно пізніше – при навантаженні в 2,1 кН. Їх кількість була більшою, ніж у балки з одним арматурним стержнем, і при руйнуванні при навантаженні в 3,9 кН становила 26 штук, але ширина розкриття була значно меншою – 0,2 мм. У підсиленому зразку розвиток тріщин схожий з непідсиленим. Але значно зростає кількість тріщин – до 40, і зменшується їх ширина – до 0,14 мм.

У балці 3-Р поява тріщин відбулася найшвидше – при навантаженні в 0,8 кН. Зі збільшенням навантаження їх кількість і ширина поступово збільшується. Балка зруйнувалася при навантаженні 4,8 кН, коли ширина тріщин становила 0,3 мм, а їх кількість – 40. Балка 3-Р-П зруйнувалася при навантаженні 6 кН, коли ширина тріщин перевищувала 0,4 мм.

При випробуванні балок на малоциклові навантаження перші тріщини появлялися вже на першому циклі. У балок з одним повздовжнім арматурним стержнем їх ширина поступово збільшувалася і на 10-му циклі при руйнуванні досягала 0,4 мм, а їх кількість становила – 29 штук.

В балках з двома і трьома арматурними стержнями спостерігається зменшення ширини розкриття тріщин, але збільшується їх кількість – до 36 і 43 штук відповідно. Так у зразку 3-Ц-П їх ширина при руйнуванні балки становить 0,24 мм.

3.4. Висновки

1. Проаналізовано експериментальні дані випробувань згинальних залізобетонних балок з трьома видами армування (з одним, двома та трьома повздовжніми робочими стержнями арматури) до та після підсилення на дію одноразового та малоциклового навантажень.

2. Руйнування підсилених дослідних зразків проходить в основному по стиснутій зоні бетону, оскільки дані балки є переармованими за рахунок підсилення.

3. Непідсилені балки з одним та двома поздовжніми робочими арматурними стержнями досягали граничного експлуатаційного стану при рівнях менших за граничне експлуатаційне навантаження балок, випробуваних при одноразовому навантаженні, а от балки з трьома робочими стержнями витримували таке ж навантаження, що і при одноразовому навантаженні.

4. При порівнянні деформування дослідних зразків до та після підсилення на дію одноразових навантажень встановлено, що на перших ступенях навантаження прогин непідсилених зразків менший, оскільки розтягнутий бетон сприймає розтягуючі зусилля. Після утворення нормальних тріщин спостерігається значний приріст прогинів. Натомість в підсилених зразків спостерігається лінійна залежність між навантаженням і прогином. На перших ступенях навантаження він більший, ніж у непідсилених зразків. Це пояснюється тим, що підсилення не одразу повністю включається в роботу. Для того, щоб воно зразу ефективно використовувалось, необхідно надавати йому попереднього напруження.

5. При дії малоциклових навантажень зроблено порівняння абсолютних прогинів балок при однакових рівнях навантажень і встановлено, що прогини непідсилених зразків та підсилених близькі між собою при значно більших навантаженнях, що прикладається до других.

6. Встановлено, що в підсилених дослідних балках вже при другому повторенні однакового рівня навантаження проходить повна стабілізація прогинів та ширини розкриття тріщин.

7. Встановлено ефективність підсилення балок шпренгельною системою на дію одноразових навантажень: несуча здатність балки з трьома повздовжніми

арматурними стержнями збільшується на 25 %, з двома – на 75 %, а з одним – майже вдвічі. Таким чином ефективність підсилення розтягнутої зони перерізу згинальних елементів прямо залежить від внутрішнього армування конструкції.

8. За результатами дослідження зроблено порівняння утворення та розвитку тріщин у залізобетонних балок без підсилення та підсилених шпренгельною системою і встановлено, що найбільшою їх кількість була в балках з трьома повздовжніми арматурними стержнями, але ширина їх розкриття при цьому була меншою.

РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ПІДСИЛЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ
4-Х ПОВЕРХОВОГО ЦЕХУ ІЗ ВИГОТОВЛЕННЯ РАДІОТЕХНІКИ
ПО вул. ПЕТРА ДОРОШЕНКА, 82 В м. РІВНЕ

4.1. Розрахунок підсилення конструкцій покриття із використанням
деформаційної моделі

Для прикладу розглянемо другорядну балку покриття ДБ-29 (рис.4.1.).

В результаті проведення обстеження конструкцій покриття 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул. Петра Дорошенка, 82 в м. Рівне встановлено, що другорядна балка за армована в прольоті $3\emptyset 12$ А400С ($A_s=3,39\text{см}^2$) і $3\emptyset 16$ А400С ($A_s=6,03\text{см}^2$) на опори. Схема покриття зображена на рисунку 4.1. Визначивши необхідну поздовжню робочу арматуру для конструкцій перекриття та маючи реальне армування конструкції можна знайти площу перерізу необхідного підсилення.

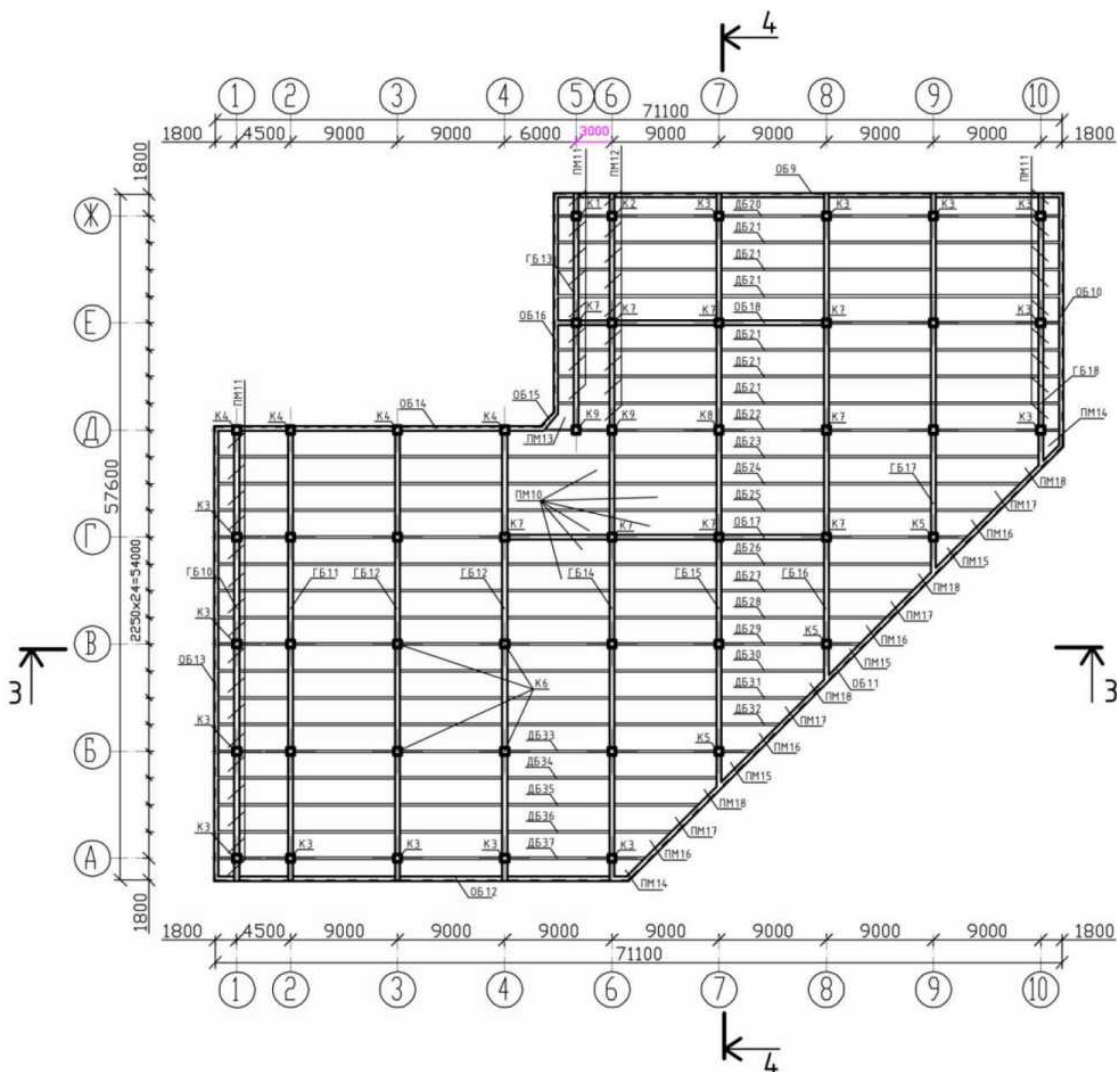


Рис.4.1. Схема покриття цеху

Розрахунок виконувався в програмному комплексі Mathcad 13, на дію одноразового навантаження. Розглянемо розрахунок для другорядної балки в прольоті і на опорі.

Вихідні дані:

а) бетон класу С16/20; $f_{cd} = 11,5$ Мпа; $f_{ctd} = 0,9$ Мпа;

б) арматура класу А400С; $f_{yd} = 365$ Мпа, $f_{ywd} = 290$ Мпа;

в) короткочасні навантаження: $v_n = 2,5$ кН/м²;

г) проліт плити: $l = 2,25$ м.

Таблиця 4.1.

Навантаження на 1 м² покриття

| № з/п | Вид навантаження, формула розрахунку | Характ. навантаж., кПа | Розрахункові навантаження, кПа | | | |
|--------|--|------------------------|--------------------------------|-------|---------------|-------|
| | | | експлуатац. | | Граничне | |
| | | | γ_{fe} | знач. | γ_{fm} | знач. |
| 1. | Гравій втоплений в мастику $0,015 \cdot 16 \cdot 0,95 = 0,23$ | 0,23 | 1,0 | 0,23 | 1,3 | 0,3 |
| 2. | Чотири шари руберойду $0,06 \cdot 0,95 = 0,057$ | 0,057 | 1,0 | 0,057 | 1,3 | 0,074 |
| 3. | Цементно-піщана стяжка $0,03 \cdot 15 \cdot 0,95 = 0,43$ | 0,43 | 1,0 | 0,43 | 1,3 | 0,56 |
| 4. | Мінераловатні плити на синтетичному в'язучому $0,08 \cdot 2,35 \cdot 0,95 = 0,18$ | 0,18 | 1,0 | 0,18 | 1,3 | 0,23 |
| 5. | Цементно-піщана стяжка $0,03 \cdot 20 \cdot 0,95 = 0,57$ | 0,57 | 1,0 | 0,57 | 1,3 | 0,56 |
| 6. | Вирівнюючий шар гравію керамзитового 20-285 мм $0,015 \cdot 28,5 \cdot 0,95 = 0,41$ | 0,41 | 1,0 | 0,41 | 1,3 | 0,53 |
| 7. | Пароізоляція – один шар руберойду $0,015 \cdot 0,95 = 0,014$ | 0,014 | 1,0 | 0,014 | 1,3 | 0,018 |
| 8. | З/б монолітне ребристе покриття $0,1 \times 25 = 2,5$ | 2,5 | 1,0 | 2,5 | 1,1 | 2,75 |
| Всього | | 4,4 | $g_e =$ | 4,4 | $g =$ | 5,2 |

Вага покриття :

$$g_1 = g \cdot l = 5,2 \cdot 2,25 = 11,7 \text{ кН/м.}$$

Власна вага другорядної балки:

$$g_2 = (h_{дб} - h'_f) \cdot b_{дб} \cdot 1 \cdot \rho = (0,42 - 0,08) \cdot 0,2 \times 25 \cdot 1 = 1,7 \text{ кН/м.}$$

Постійне навантаження на балку:

$$g = g_1 + g_2 = 11,7 + 1,7 = 13,4 \text{ кН/м.}$$

Тимчасове навантаження:

$$v_n \cdot l = 2,5 \cdot 2,25 = 5,6 \text{ кН/м.}$$

Повне розрахункове навантаження на 1м.п. другорядної балки [57,58]:

$$q = g + v = 13,4 + 5,6 = 19 \text{ кН/м.}$$

Згинальний момент в прольоті:

$$M = \pm \beta \cdot (g + v) \cdot l_0^2 = 0,091 \cdot 19 \cdot 8,6^2 = 127,9 \text{ кНм.}$$

Згинальний момент в на опорі:

$$M = \pm \beta \cdot (g + v) \cdot l_0^2 = 0,0715 \cdot 19 \cdot 8,6^2 = 100,5 \text{ кНм.}$$

Розрахунок дослідних балок ведеться згідно рекомендацій: "Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі" (автори: Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В.) [59].

Повна діаграма деформування бетону (рис.4.2.) описується будь-якою функцією з висхідною і низхідною ділянками.

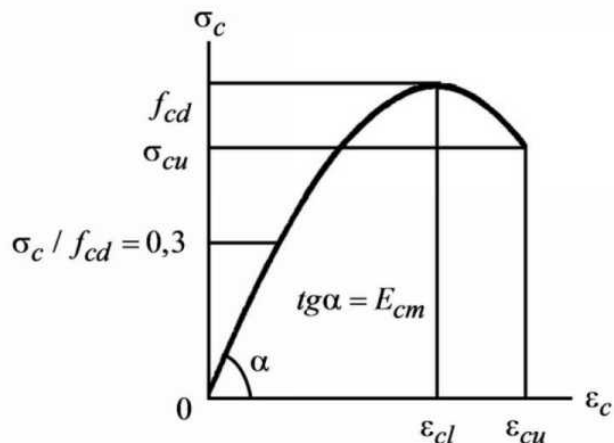


Рис.4.2. Діаграма деформування бетону

Цим умовам добре задовольняє поліноміальна функція, запропонована В.Я.Бачинським і А.М.Бамбурою, яка має вигляд:

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}} \right)^k,$$

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.

Параметри діаграми деформування бетону $\sigma_c - \epsilon_c$ рекомендується визначати за формулами:

$$E_c = \left(54,6 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{cd} + 20} \right) \cdot 10^3 = 2,059 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

$$\epsilon_{cl} = \left(235 - \frac{81}{1 + 7,75 \cdot 10^{-4} \cdot f_{cd}^2} \right) \cdot 10^{-5} = 1,615 \cdot 10^{-3} \text{ МПа};$$

$$\epsilon_{cu} = \left(235 + \frac{320}{1 + f_{cd}^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5}} \right) \cdot 10^{-5} = 5,282 \cdot 10^{-3} \text{ МПа};$$

$$\sigma_{cu} = f_{cd} \cdot \left(1,333 - \frac{\varepsilon_{cu}}{3 \cdot \varepsilon_{cl}} \right) = 2,794 \text{ МПа},$$

Значення коефіцієнтів полінома знаходяться з таких виразів:

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

$$= 0,381;$$

$$a_4 = \frac{[k - 2a_1 \cdot (3\gamma - 2) + 12\gamma - 6] - 2a_5 \cdot (10\gamma^3 - 9\gamma - 2)}{2 \cdot (6\gamma^2 - 6\gamma + 1)} = -2,811;$$

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

$$a_2 = 1 - a_1 - a_3 - a_4 - a_5 = -5,412;$$

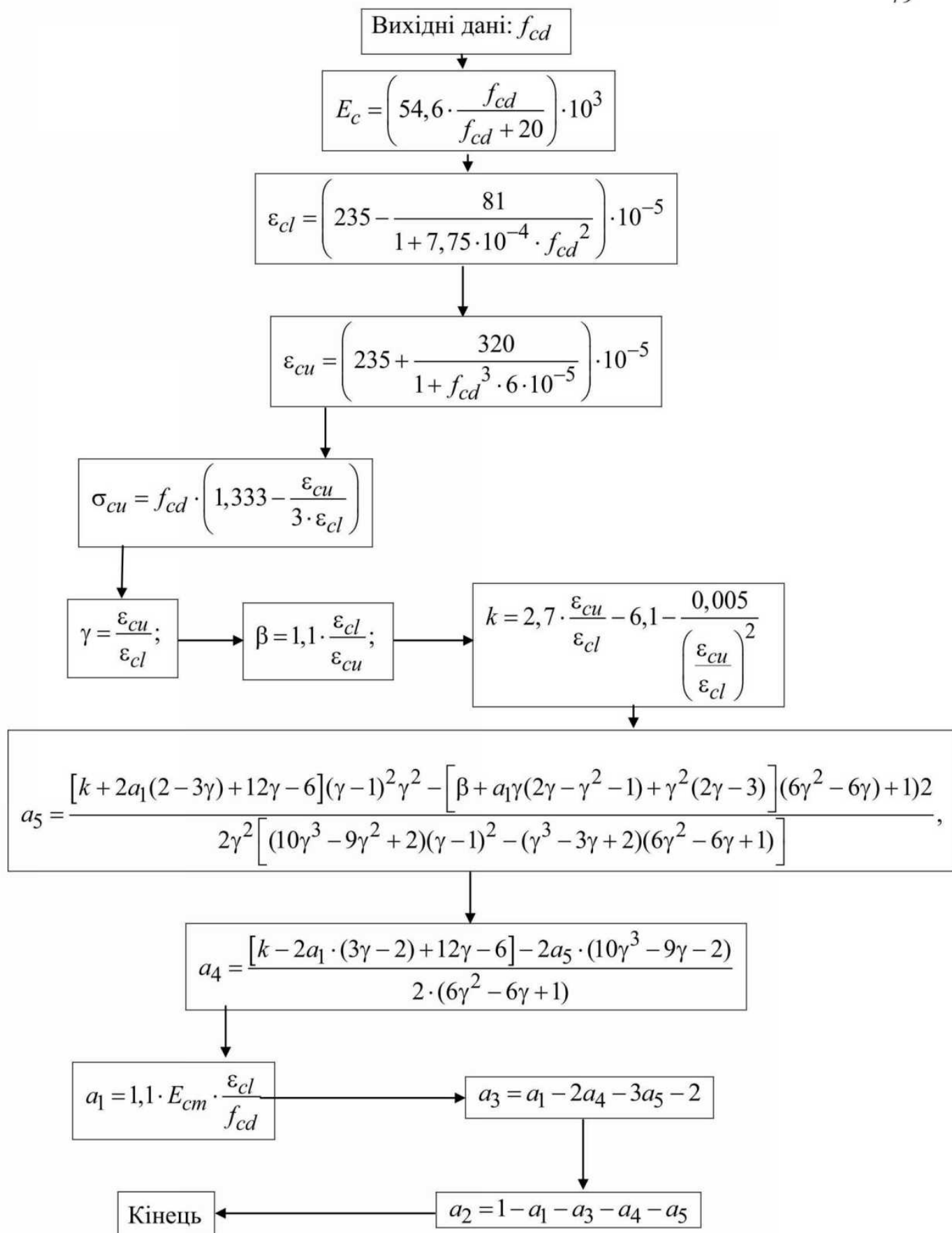
$$a_1 = 1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{cl}}{f_{cd}} = 3,181,$$

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

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

Для знаходження коефіцієнтів a_k використовується блок-схема, наведена на рисунку 4.3.

Для визначення повздовжньої робочої арматури використовується блок-схема, наведена на рисунку 4.4.

Рис.4.3. Блок-схема для визначення коефіцієнтів a_k

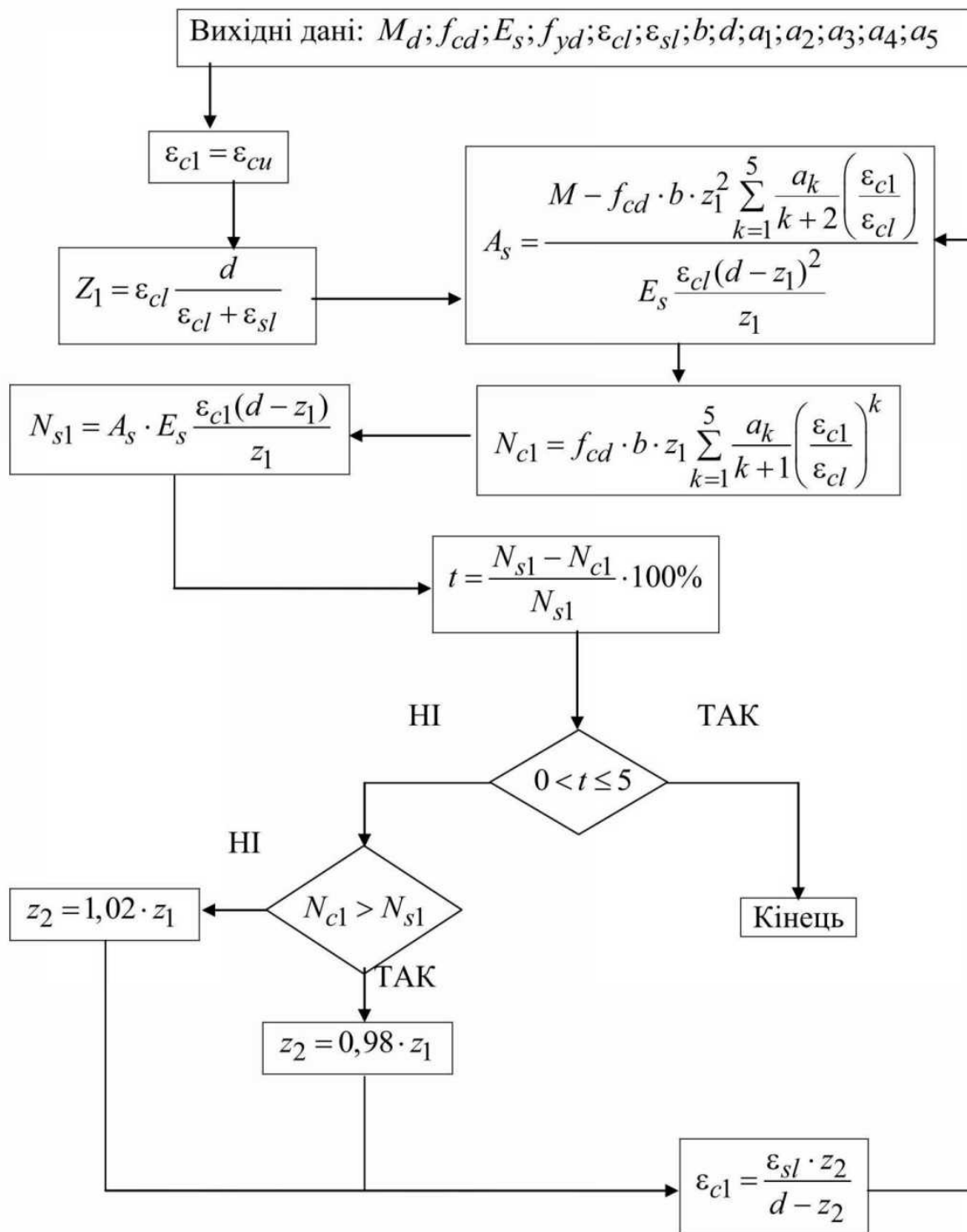


Рис.4.4. Блок-схема для визначення повздовжньої робочої арматури

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:

$$Z_1 = \varepsilon_{cl} \frac{d}{\varepsilon_{cl} + \varepsilon_{sl}} = 0,19 .$$

Площа перерізу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M - f_{cd} \cdot b \cdot z_1^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cl}} \right)}{E_s \frac{\varepsilon_{cl}(d - z_1)^2}{z_1}} = 7,786 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 .$$

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

$$N_{c1} = f_{cd} \cdot b \cdot z_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cl}} \right)^k = 1,173 \cdot 10^5 \text{ Н} .$$

$$N_{s1} = A_s \cdot E_s \frac{\varepsilon_{cl}(d - z_1)}{z_1} = 3,914 \cdot 10^5 \text{ Н} .$$

$$t = \frac{N_{s1} - N_{c1}}{N_{s1}} \cdot 100\% = 70,034 > 5 .$$

Методом послідовних наближень на ЕОМ в програмі Mathcad 13 була змінена висота стиснутої зони бетону:

$$z_2 = 1,21 \cdot z_1 = 0,23 .$$

Тоді деформації у бетоні будуть:

$$\varepsilon_{c1} = \frac{\varepsilon_{sl} \cdot z_2}{d - z_2} = 2,277 \cdot 10^{-3} \text{ МПа} .$$

Повторюється розрахунок підбору перерізу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M - f_{cd} \cdot b \cdot z_1^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cl}} \right)}{E_s \frac{\varepsilon_{cl}(d-z_1)^2}{z_1}} = 7,533 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 ;$$

$$N_{cl} = f_{cd} \cdot b \cdot z_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cl}} \right)^k = 3,623 \cdot 10^{-5} \text{ Н} ;$$

$$N_{s1} = A_s \cdot E_s \frac{\varepsilon_{cl}(d-z_1)}{z_1} = 3,787 \cdot 10^{-5} \text{ Н} ;$$

$$t = \frac{N_{s1} - N_{cl}}{N_{s1}} \cdot 100\% = 4,314 ; \quad 0 < t \leq 5.$$

Таким самим чином було проведено розрахунок армування балки на опорі. Результати розрахунку другорядної балки ДБ 29 наведені в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2.

Результати розрахунку другорядної балки ДБ 29

| Балка ДБ 29 | | На опорі | В прольоті |
|---|---|--|--|
| Максимальний момент,кН | | 127,9 | 100,5 |
| Площа перерізу поздовжньої робочої арматури | Розрахунок за деформаційною моделлю, см ² | 7,533 | 5,536 |
| | Фактичне армування,см ² | 6,03 | 3,39 |
| Різниця, см ² | | 1,503 | 2,146 |
| Прийнятий поперечний переріз підсилення | | 2Ø12 А400С (A _s =2,26см ²) | 2 L50×5 А400С (A _s =2,96см ²) |

Схема підсилення другорядної балки представлена на рис.4.5.

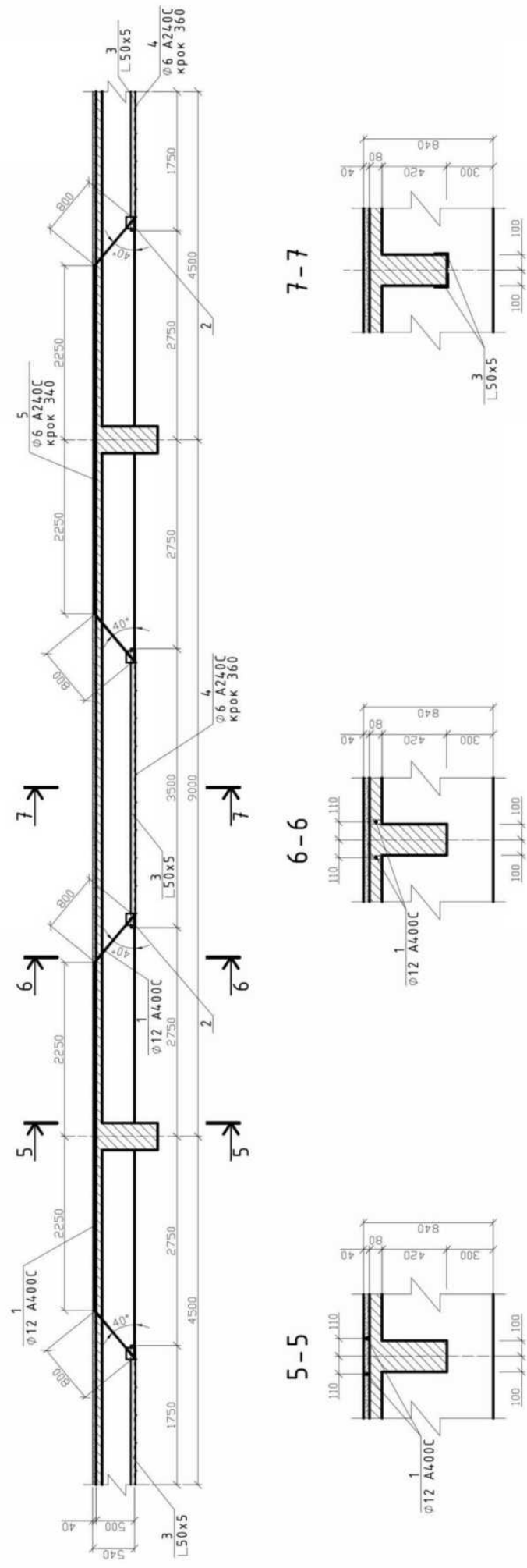


Рис.4.5. Схема підсилення другорядної балки ДБ 29

1 – арматурний тяж Ø12 А 400С; 2 – фланець; 3 – рівнополічний кутик 50 х 5; 4 – з'єднувальні арматурні стержні Ø6 А 240С з кроком 360 мм; 5 – поперечна арматура Ø6 А 240С з кроком 340 мм.

4.2. Рекомендації щодо підсилення конструкцій покриття виробничого цеху

Одним із способів підсилення, який можна використати в покритті є стержневий метод підсилення. Суть даного методу полягає у влаштуванні на ділянках, де не вистачає існуючого армування конструкцій, додаткової стержневої арматури, або інших профілів: кутиків, швеллерів, таврів, двотаврів, гнutoзварних профілів та інше.

В конструкціях покриття даного об'єкту: "4-х поверховий цех із виготовлення радіотехніки по вул. П. Дорошенка, 82 в м. Рівне", в другорядній балці ДБ 29, що потребує підсилення, я пропоную застосувати в якості додаткового армування на опорах стержневу арматуру класу А 400С. Площа, що необхідна підрахована в таблиці 4.2, та відповідно до неї підібраний діаметр арматури.

Дане підсилення виконується наступним чином: на відстані 0,25l від осі опори в плиті покриття просверлюються з обох сторін по два отвори під кутом 40°, таким чином, щоб через них можна було б пропустити два зігнутих арматурних стержня, які проходили б попри другорядну балку та за допомогою зварювання кріпилися до рівнополичних кутиків, що одягаються на балку знизу. Кутики між собою необхідно з'єднати арматурними стержнями, які приймаються конструктивно, або розраховуються у випадку великих навантажень. Стержні, що знаходяться над опорою теж необхідно зварити у сітку поперечною арматурою, що розраховується, або приймається конструктивно. У багатьох випадках зварного шва, який з'єднує арматурні тяжі з кутиками буває недостатньо, а тому в цих ділянках влаштовуються фланці, які проектують в залежності від розрахованої довжини шва.

Перед виконанням даного підсилення, обов'язковою умовою є демонтаж покрівлі, хоча б в зоні підсилення, та всіх підвісних конструкцій, а також розвантаження покриття. Після влаштування підсилення арматурні тяжі, що знаходяться на покритті необхідно замонолітити бетоном товщиною 30 мм і більше, а кутики та арматурні тяжі, що знаходяться з нижньої сторони покриття, потрібно обробити антикорозійними засобами та закрити підвісною стелею.

4.3. Висновки

1. Виконано розрахунок несучої здатності конструкцій покриття 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул.П.Дорошенка, 82 в м. Рівне за деформаційною моделлю відповідно до нових норм проектування (ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи та ДБН В.2.6-98:2009).

2. Встановлено необхідність підсилення другорядної балки покриття в прольоті і на опорі.

3. Запроектовано підсилення другорядної балки в прольоті двома рівнополичними кутиками 50×5 мм, а на опорі – двома стержнями арматури класу А400С діаметром по 12 мм.

4. Розроблено рекомендації щодо підсилення покриття 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул.П.Дорошенка, 82 в м. Рівне.

РОЗДІЛ 5. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

В даній роботі розраховувалося підсилення другорядної балки ДБ 29 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул.П.Дорошенка, 82 в м. Рівне шпренгельною системою. За даними розрахунку програмному комплексу АВК-5 було розроблено локальний кошторис на виконання даного підсилення. Для розрахунків були використані діючі норми та розцінки.

Перші чотири позиції кошторису – це матеріали, необхідні для виконання підсилення. За результатами розрахунку балки визначено, що в якості підсилення на опорі прийнято два стержні арматури класу А400С діаметром 12 мм, а в прольоті – два рівнополічні кутики з шириною полиць 50 мм і товщиною 5 мм. Проліт другорядної балки цеху складає 9 м і для неї необхідно 12,2 м арматурних стержнів і 7 м рівно полічкового кутика. Але для з'єднання кутиків і стержнів, що знаходяться над опорою необхідно ще 5,2 м конструктивної арматури діаметром 6 мм класу А240С. Для з'єднання необхідно використовувати фланці, які показано в позиції 3.

Калькуляція собівартості підсилення балки шпренгельною системою наведена в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1.

Калькуляція собівартості

| Статті витрат | Витрати (грн) |
|---|--|
| | Підсилення монолітною залізобетонною обіймою |
| Сировина і основні матеріали: | 590 |
| Основна зарплата виробничих працівників | 118 |
| Нарахування на зарплату основних виробничих працівників | 44 |
| Загальновиробничі витрати | 93 |
| Адміністративні витрати | 241 |
| Позавиробничі витрати | 121 |
| Повна собівартість | 1207 |

Будова - Підсилення другорядної балки покриття 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул. Петра Дорошенка, 82 в м. Рівне шпренгельною системою
Шифр проекту – 1-1

Локальний кошторис № 2-1-1
на 4-х поверховий цех із виготовлення радіотехніки по вул. Петра Дорошенка, 82 в м. Рівне

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 0,822 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 0,005 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 0,139 тис. грн.
Середній розряд робіт 4,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на "9 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. | |
|-------|--------------------------------|--|-----------|------------------------|--------------------|-------------------------|------------------|--------------------|-------------------------------------|------------|
| | | | | всього | експлуатації машин | всього | заробітної плати | експлуатації машин | всього | на одиницю |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 1 | С147-4-12 | Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм 100кг | 0,1083 | 899,53 | - | 97 | - | - | - | - |
| 2 | С147-1-6 | Стрижнева арматура А-I, діаметр 6 мм 100кг | 0,0115 | 860,38 | - | 10 | - | - | - | - |
| 3 | С1533-1 | Фланці з вуглецевої сталі ВСтЗсп2,3 плоскі приварні із з'єднувальним виступом, Ру 0,1 та 0,25 МПа [1 та 2,5 кгс/см2], діаметр умовного проходу 10 мм | 4 | 16,10 | - | 64 | - | - | - | - |
| 4 | С111-1828 | Прокат кутовий рівнополічковий із сталі марки СтЗсп, ширина полічок 50-56 мм | 0,027 | 9978,92 | - | 269 | - | - | - | - |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
|---|-----------|---|-------|---------------------------|------------------------|------------|-----|----|----------------------|----|
| 5 | E46-25-1 | Свердління кільцевими алмазними свердлами з застосуванням охолоджувальної рідини /води/ в залізобетонних конструкціях вертикальних отворів глибиною 200 мм, діаметром 20 мм | 0,04 | <u>4295,22</u> 1230,98 | <u>158,00</u> 39,08 | 172 | 49 | 6 | <u>55,60</u> 2,73 | 2 |
| 6 | ЖР1-854-4 | Зварювання арматури і прутка внапустку двостороннім швом, діаметр стрижня 12 мм | 0,4 | <u>32,11</u> 10,86 | <u>5,57</u> 0,24 | 13 | 4 | 2 | <u>0,81</u> 0,02 | - |
| 7 | ЖР1-852-1 | Зварювання з'єднань прутка й арматури у стик в інвентарних формах, діаметр стрижня 6 мм | 5 | <u>10,10</u> 6,17 | <u>3,19</u> 0,14 | 51 | 31 | 16 | <u>0,46</u> 0,01 | 2 |
| 8 | P12-56-1 | Фарбування нових великих металевих поверхонь [крім покрівель] суриком за 1 раз | 0,01 | <u>567,41</u> 308,78 | <u>14,95</u> 6,83 | 6 | 3 | - | <u>16,70</u> 0,49 | - |
| 9 | P7-18-2 | Улаштування цементної стяжки товщиною 20 мм по бетонній основі площею понад 20 м2 | 0,018 | <u>2599,88</u> 1484,83 | <u>33,12</u> 27,79 | 47 | 27 | 1 | <u>76,38</u> 2,08 | 1 |
| Разом прями витрати по кошторису, грн. | | | | | | 729 | 114 | 25 | | 5 |
| в тому числі: | | | | | | | | 4 | | |
| вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. | | | | | | 590 | | | | |
| всього заробітна плата, грн. | | | | | | 118 | | | | |
| Загальновиробничі витрати, грн. | | | | | | 93 | | | | |
| трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год. | | | | | | - | | | | |
| заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. | | | | | | 21 | | | | |
| ----- | | | | | | | | | | |
| Прямі витрати будівельних робіт , грн. | | | | | | 601 | | | | |
| в тому числі: | | | | | | | | | | |
| вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. | | | | | | 515 | | | | |
| заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн. | | | | | | 79 | | | | |
| заробітна плата в експлуатації машин, грн. | | | | | | 3 | | | | |
| Загальновиробничі витрати, грн. | | | | | | 63 | | | | |
| заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. | | | | | | 14 | | | | |
| Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн. | | | | | | 664 | | | | |
| кошторисна трудоємність, люд.-год. | | | | | | 3 | | | | |
| кошторисна заробітна плата, грн. | | | | | | 96 | | | | |
| ----- | | | | | | | | | | |
| Прямі витрати монтажних робіт , грн. | | | | | | 128 | | | | |
| в тому числі: | | | | | | | | | | |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|
| | | вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн. заробітна плата в експлуатації машин, грн. Загальновиробничі витрати, грн. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього кошторисна вартість монтажних робіт , грн. кошторисна трудомісткість, люд.-год. кошторисна заробітна плата, грн. ----- | | | | 75 35 1 30 7 158 2 43 | | | | |
| | | Всього по кошторису, грн. | | | | 822 | | | | |
| | | Кошторисна трудомісткість, люд.-год. | | | | 5 | | | | |
| | | Кошторисна заробітна плата, грн. | | | | 139 | | | | |

Склав _____

Перевірив _____

В позиціях 5 і 6 показано з'єднання кутиків і стержнів між собою, яке виконується за допомогою зварювання. Після влаштування підсилення арматурні тяжі, що знаходяться на покритті необхідно замонолітити бетоном товщиною 30 мм і більше, а кутики та арматурні тяжі, що знаходяться з нижньої сторони покриття, потрібно обробити антикорозійними засобами. Ці роботи показані в позиціях 8 і 7 відповідно.

Кошторисна вартість на підсилення другорядної балки ДБ 29 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул.П.Дорошенка, 82 в м. Рівне шпренгельною системою склала 822 грн. Трудомісткість робіт становить 5 люд.-год., а середній розряд робіт – 4,4. Із них 664 грн – кошторисна вартість будівельних робіт, а 158 – монтажних.

Разом прямі витрати по кошторису становлять 729 грн, з яких 590 грн – вартість матеріалів, виробів та конструкцій та 139 грн становить основна зарплата виробничих працівників.

За даними локального кошторису можна сказати, що дане підсилення залізобетонної балки є досить дешевим в порівнянні з іншими видами підсилень.

РОЗДІЛ 6. СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

У спеціальній частині розглянуто порівняння двох видів підсилення залізобетонної другорядної балки ДБ 29 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул. П.Дорошенка, 82 в м. Рівне. Перший вид – підсилення шпренгельною системою, а другий – підсилення залізобетонною обоймою.

Результати економічної ефективності підсилення балки шпренгельною системою наведені в розділі «Організаційно-економічна частина».

Підсилення залізобетонними обоймами являє собою нарощування балки бетоном із трьох сторін. При цьому способі підсилення дотичні напруження, які діють у площині контакту “старого” бетону з “новим”, сприймає спеціальна додаткова арматура, що приварюється до арматури підсилюваної конструкції, яку попередньо оголюють сколюванням захисного шару в місцях приварювання. Для підвищення зчеплення “старого” та “нового” бетонів можуть застосовуватися також композиції на основі епоксидного, акрилового та інших видів синтетичних клеїв. Товщина обойми визначається розрахунком, залежить від способу виконання, діаметра арматури, товщини захисного шару при бетонуванні в опалубці.

При влаштуванні залізобетонних обойм виконують такі роботи:

- 1) установлення інвентарних риштувань і помостів;
- 2) установлення захисного металевого листа;
- 3) очищення поверхні балки від пилу і бруду;
- 4) розчищення і видалення дефектних ділянок бетону;
- 5) очищення і промивання водою поверхонь балки, що підсилюється;
- 6) насікання бетону;
- 7) підсилення балки цементно-піщаним розчином;
- 8) розбирання риштувань і помостів.

Зроблено локальний кошторис на влаштування підсилення балки залізобетонною обоймою.

Калькуляція собівартості підсилення балки залізобетонною обоймою наведена в таблиці 6.1.

Будова - Підсилення другорядної балки покриття 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул. Петра Дорошенка, 82 в м. Рівне залізобетонною обіймою
Шифр проекту – 1-1

Локальний кошторис № 2-1-1

на 4-х поверховий цех із виготовлення радіотехніки по вул. Петра Дорошенка, 82 в м. Рівне

Основа:
креслення (специфікації) №

2,267 тис. грн.
0,034 тис.люд.-год.
0,689 тис. грн.
4 розряд

Складений в поточних цінах станом на "17 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. | |
|-------|--------------------------------|--|-----------|------------------------|--------------------|-------------------------|------------------|--------------------|-------------------------------------|-----------|
| | | | | всього | експлуатації машин | всього | заробітної плати | експлуатації машин | не зайнятих обслуговуванням машин | на машини |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 1 | E46-2-1 | Підсилення існуючих залізобетонних балок монолітними залізобетонними обіймами набризком | 0,188 | 9551,43 2411,16 | 2050,70 641,86 | 1796 | 453 | 386 121 | 116,82 40,49 | 22 8 |
| | S111-324 | У тому числі матеріали: Кисень технічний газоподібний | 0,47 | 2,28 | | 1,07 | | | | |
| | S111-1306 | Портландцемент загальнобудівельного призначення бездобавковий, марка 500 | 0,09776 | 901,09 | | 88,09 | | | | |
| | S111-1529 | Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42 | 0,000564 | 11510,36 | | 6,49 | | | | |
| | S113-140 | Труби сталеві електрозварні прямошовні із сталі марки 20, зовнішній діаметр 57 мм, товщина стінки 4мм | 1,73712 | 49,19 | | 85,45 | | | | |
| | S121-768 | Окремі конструктивні елементи будівель та споруд [колонни, балки, ферми, зв'язки, ригелі, стояки тощо] з перевагою товстості сталевої сталі, середня маса складальної одиниці до 0,5 т | 0,0282 | 18408,33 | | 519,11 | | | | |

| | | |
|---|-----------------|-------------|
| 3 Програмний комплекс АВК-5 (2.11.5) | 4_СД_ЛС4ВМ9-1-1 | |
| вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. | | 957 |
| заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн. | | 453 |
| заробітна плата в експлуатації машин, грн. | | 121 |
| Загальновиробничі витрати, грн. | | 471 |
| трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год. | | 4 |
| заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. | | 115 |
| Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн. | | 2267 |
| кошторисна трудоємність, люд.-год. | | 34 |
| кошторисна заробітна плата, грн. | | 689 |
| ----- | | |
| Всього по кошторису, грн. | | 2267 |
| Кошторисна трудоємність, люд.-год. | | 34 |
| Кошторисна заробітна плата, грн. | | 689 |

Склав _____

Перевірив _____

Калькуляція собівартості

| Статті витрат | Витрати (грн) |
|---|-----------------------------------|
| | Підсилення залізобетонною обоймою |
| Сировина і основні матеріали: | 957 |
| Основна зарплата виробничих працівників | 574 |
| Нарахування на зарплату основних виробничих працівників | 218 |
| Загальновиробничі витрати | 471 |
| Адміністративні витрати | 634 |
| Позавиробничі витрати | 317 |
| Повна собівартість | 3171 |

Зроблено техніко-економічне порівняння підсилень залізобетонної другорядної балки шпренгельною системою та залізобетонною обоймою (табл.6.2.).

Таблиця 6.2.

Техніко – економічні показники

| Техніко – економічні показники | Підсилення шпренгельною системою | Підсилення монолітною залізобетонною обоймою |
|--------------------------------|----------------------------------|--|
| Кошторисна вартість (грн.) | 822 | 2267 |
| Трудомісткість (люд.-год) | 5 | 34 |

Висновок. Влаштування шпренгельної системи є набагато дешевшим і менш трудомістким способом, в порівнянні з влаштуванням залізобетонної обойми при підсиленні другорядної залізобетонної балки ДБ 29 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул. П. Дорошенка, 82 в м. Рівне.

РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

7.1. Нормативні акти з охорони праці

Організація і виконання будівельно-монтажних робіт повинні відповідати вимогам:

- законодавства України про охорону праці;
- природоохоронного законодавства;
- нормативно-правових актів, що містять вимоги з охорони праці;
- державних стандартів системи стандартів безпеки праці (ССБП);
- державних будівельних норм (ДБН);
- правил безпечного зведення та безпечної експлуатації будинків і споруд;
- галузевих правил і типових інструкцій з охорони праці, що затверджені у визначеному порядку;
- гігієнічних нормативів, санітарних правил і норм, затверджених Міністерством охорони здоров'я України.

Закон України «Про охорону праці» від 01.01.2004 № 229-IV визначає основні положення щодо реалізації конституційного права працівників на охорону їх життя і здоров'я у процесі трудової діяльності, на належні, безпечні і здорові умови праці, регулює за участю відповідних органів державної влади відносини між роботодавцем і працівником з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища і встановлює єдиний порядок організації охорони праці в Україні [60].

Закон України «Про пожежну безпеку» від 17.12.1993 № 3745-XII визначає загальні правові, економічні та соціальні основи забезпечення пожежної безпеки на території України, регулює відносини державних органів, юридичних і фізичних осіб у цій галузі незалежно від виду їх діяльності та форм власності [61].

Закон України «Про правові засади цивільного захисту» від 24.06. 2004 № 1859-IV визначає правові та організаційні засади у сфері цивільного захисту

населення і територій від надзвичайних ситуацій техногенного, природного та військового характеру [62].

Система стандартів охорони праці міститься у ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» [63].

Ці норми поширюються на загальнобудівельні і спеціальні будівельні роботи під час нового будівництва, розширення, реконструкції, технічного переоснащення, капітального ремонту, реставрації будівель та споруд. Вони містять вимоги з безпеки праці та виробничого середовища у сфері будівництва, охорони довкілля під час виконання будівельно-монтажних робіт.

7.2. Охорона праці при виконанні робіт з влаштування підсилення залізобетонних балок шпренгельною системою

При виконанні робіт з ремонту покрівель необхідно дотримуватися вимог, викладених в СНиП III-4-80 «Техніка безпеки в будівництві», ГОСТ 12.0.004-79 «Організація навчання працюючих безпеки праці. Загальні положення», ГОСТ 12.3.040-86 «Будівництво. Роботи покрівельні та гідроізоляційні. Вимоги безпеки».

Допуск робочих до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду виконробом чи майстром спільно з бригадиром справності несучих конструкцій даху та огорожень.

При виконанні робіт на даху з ухилом більше 20° робітники повинні застосовувати запобіжні пояси. Місця закріплення запобіжних поясів повинні бути вказані майстром чи виконробом [64].

Для проходу робітників, що виконують роботи на даху з ухилом більше 20° , а також на даху з покриттям, що не розраховане на навантаження від ваги працюючих, необхідно влаштовувати трапи шириною не менше 0,3 м з поперечними планками для упора ніг. Трапи на час роботи повинні бути закріплені.

Розміщувати на даху матеріали допускається тільки в місцях, передбачених проектом виробництва робіт, із застосуванням заходів проти їх падіння, у тому

числі від впливу вітру. Не допускається зберігання і складування на даху матеріалів в більшій кількості, ніж потрібно для роботи на даній ділянці.

Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледі, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози і вітру швидкістю 15 м / с і більше. Заготівля елементів і деталей покрівлі безпосередньо на даху не допускається.

До роботи з влаштування покрівель допускаються особи не молодше 18 років, які мають професійні навички, пройшли навчання безпечним методам праці і прийомам цих робіт і отримали відповідні посвідчення.

Робітники, зайняті влаштуванням покрівель, повинні бути забезпечені спецодягом, спецвзуттям, страхувальними поясами та іншими засобами індивідуального захисту у кількості не нижче встановлених норм.

На місцях проведення робіт повинні бути питна вода і аптечка для надання першої медичної допомоги.

Після закінчення зміни, а також на час перерв у роботі всі залишки матеріалів, пристосувань, інструмент та сміття повинні бути прибрані з покрівлі. Скидання з покрівлі матеріалів та інструментів забороняється.

Правила охорони праці під час зварювання металів поширюються на всіх суб'єктів господарювання незалежно від форм власності та організаційно-правових форм, діяльність яких пов'язана із різанням і зварюванням металів [65].

Під час електрозварювання металів повинні дотримуватися вимоги ГОСТ 12.3.002-75 «ССБТ. Процессы производственные. Общие требования безопасности» та ГОСТ 12.3.003-86 «ССБТ. Работы электросварочные. Требования безопасности».

При проведенні робіт зі зварювання металів на відкритому повітрі над установками і зварювальними постами повинні бути споруджені укриття (навіси) від непогоди. Зварювальне устаткування повинно бути розміщене в металевих контейнерах. За відсутності навісів роботи зі зварювання під час дощу або снігопаду повинні бути припинені [66].

Температура укритих і відкритих нагрітих поверхонь виробів на робочих місцях не повинна перевищувати 43°C відповідно до ДСТУ EN 563-2001

«Безпечність машин. Температури поверхонь, доступних для дотику. Ергономічні дані для встановлення граничних значень температури гарячих поверхонь».

Ручне дугове зварювання повинно здійснюватися на стаціонарних постах, обладнаних пристроями місцевої витяжної вентиляції.

В разі унеможливлення виконувати зварювання металів на стаціонарних постах для локального видалення пилу і газоподібних компонентів аерозолі від зварювальної дуги повинні застосовуватися місцеві відсмоктувачі.

Одночасна робота на різних висотах по одній вертикалі дозволяється за наявності захисту працівників, які працюють на нижніх ярусах, від бризок металу, випадкового влучення недогарків та інших предметів.

Не дозволяється розміщувати горючі матеріали в радіусі менше 5 м, а вибухонебезпечні матеріали і устаткування (газогенератори, газові балони) - менше 10 м від місця проведення електрозварювальних робіт [67].

В разі унеможливлення улаштування місцевої витяжки або загального вентилявання усередині ємностей необхідно передбачити примусове подавання під маску зварника чистого повітря об'ємом 6-8 м³/год, у холодний період року чисте повітря повинно підігріватися до температури не нижче 18°C.

Роботи зі зварювання металів на потокових лініях дозволяється проводити як на постійних робочих місцях зі стаціонарними автоматичними і напівавтоматичними зварювальними машинами, так і на тимчасових робочих місцях, створених для виконання короткочасних операцій.

Організація виконання зварювальних робіт на потокових механізованих і конвеєрних лініях повинна відповідати ГОСТ 12.2.022-80 «ССТБ. Конвейеры. Общие требования безопасности», ГОСТ 12.2.032-78 «ССБТ. Рабочее место при выполнении работ сидя. Общие эргономические требования» ГОСТ 12.2.033-78 «ССБТ. Рабочее место при выполнении работ стоя. Общие эргономические требования».

Зварювальні роботи на потокових лініях повинні виконуватися згідно з ГОСТ 12.1.004-91, ГОСТ 12.3.003-86.

Для захисту працівників на суміжних робочих місцях від небезпечних чинників, що супроводжують зварювання, ділянки зварювання металів повинні

бути огорожені негорючими перегородками або конструкціями порталів, консолей.

Відстань до проходів від місця зварювання повинна бути не менше 5 м для захисту сторонніх працівників від випромінювання зварювальної дуги. В разі унеможливлення виконання зазначених вимог біля місця зварювання повинні бути встановлені перегородки або ширми з негорючого матеріалу.

7.3. Безпека в надзвичайних ситуаціях

До невідкладних заходів, спрямованих на захист робітників під час надзвичайних ситуацій, належать такі дії:

- оповіщення та інформування;
- термінова евакуація населення із небезпечних зон;
- застосування засобів індивідуального і колективного захисту;
- застосування профілактичних медичних препаратів;
- обмеження перебування на відкритій місцевості або в зонах ураження, введення обмежень на вхід до зон лиха і вихід з них; надання невідкладної медичної допомоги постраждалим, госпіталізація їх до медичних закладів;
- заборона або обмеження споживання забруднених продуктів харчування, води, продукції виробництв.

Планування попередження і ліквідації надзвичайних ситуацій на всіх рівнях полягає в розробленні ряду оперативних, мобілізаційних і адміністративно-організаційних документів.

Основним плануючим документом в органах управління надзвичайними ситуаціями на мирний час є “План дій щодо запобігання і ліквідації надзвичайних ситуацій”. План, розроблений на об’єкті, визначає завдання і терміни проведення заходів щодо захисту робітників в надзвичайних ситуаціях, дії керівного складу та служб надзвичайних ситуацій [68].

Робітники на випадок надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру зобов’язані:

- дотримуватися заходів безпеки, не допускати порушень виробничої дисципліни, вимог екологічної безпеки;

- знати основні способи захисту від наслідків надзвичайних ситуацій, надання першої медичної допомоги потерпілим, правила користування засобами захисту;

- дотримуватися відповідних вимог у разі виникнення надзвичайних ситуацій.

При отриманні інформації про надзвичайну подію вмикають сирени, виробничі гудки, що буде означати подання попереджувального сигналу «Увага всім», після чого негайно приводяться у готовність радіо- та телеприймачі для прийняття повідомлення. Кожний працівник підприємства повинен знати сигнали оповіщення цивільного захисту та вміти правильно діяти в умовах загрози та виникнення надзвичайних ситуацій.

На випадок виникнення надзвичайної ситуації, пов'язаної із загрозою або початком забруднення повітря хімічно небезпечною чи радіоактивною речовиною всі працівники підприємства підлягають укриттю в захисній споруді цивільного захисту [69].

При проведенні термінової евакуації персоналу та відвідувачів з небезпечних зон залучається весь наявний службовий, а також особистий транспорт працівників підприємства, які повинні надавати його в розпорядження адміністрації.

При загрозі хімічного ураження оповіщаються всі працівники та відвідувачі, які знаходяться на території підприємства.

Вентиляційні установки та кондиціонери терміново виключаються, закриваються вікна, двері, приміщення герметизуються. Вихід із будівлі й вхід до неї припиняється до особливого розпорядження адміністрації.

Працівникам видаються засоби індивідуального захисту, одночасно вживаються заходи із забезпечення відвідувачів ватно-марлевими пов'язками.

При загрозі або виникненні катастрофічних стихійних лих працівник підприємства по розпорядженню адміністрації повинен зупинити виробництво, виконати необхідні протипожежні заходи, відключити від електромережі електрообладнання, підготуватися до евакуації або вивезення до безпечного місця.

РОЗДІЛ 8. ЕКОЛОГІЯ

8.1. Актуальність охорони навколишнього середовища

Охорона довкілля та раціональне використання природних ресурсів є невід’ємною частиною процесу суспільного розвитку української держави, адже природні ресурси є основою життєдіяльності населення та економіки держави, тому забезпечення їх збереження, відтворення та невиснажливого використання є однією з основних передумов сталого соціально-економічного розвитку країни.

Сучасне екологічне становище України не може розглядатись без минулого нашої країни, без історії природокористування, без врахування важливої моделі: людина — виробництво — природа. Зміни, які відбуваються внаслідок людської діяльності, негативно впливають на довкілля, тому в сучасному світі надзвичайно важливого значення набула справа охорони навколишнього природного середовища.

Як свідчить досвід, проводити ефективну політику невиснажливого розвитку в державі досить важко, навіть за умов процвітаючої економіки. Тим складнішою виглядає ця проблема в Україні — молодій державі, яка переживає успадковану кризу і змушена одночасно вирішувати безліч проблем: політичних, економічних, соціальних, екологічних.

8.2. Забруднення довкілля, що виникнуть від технологічного процесу підсилення залізобетонних балок шпренгельною системою

При виконанні підсилення залізобетонних балок шпренгельною системою проводяться роботи із зварювання металів, що негативно впливає на стан навколишнього середовища. Електрозварювання супроводжується виділенням зварювального аерозолу (ЗА), що містить дрібнодисперсну тверду фазу і газу. Інтенсивність утворення ЗА визначається швидкістю плавлення електродного матеріалу і залежить від зварювального струму та напруги дуги, від складу

зварювальних матеріалів, основного металу і захисного середовища, а також від положення шва у просторі та техніки зварювання [70].

Встановлено, що при зварюванні покритими електродами в ЗА переходить 1...3 % від маси електрода, а у випадку зварювання плавким електродом в захисних газах - 0,5...2,0 % від маси зварювального дроту. Хімічний склад ЗА на 80...90 % обумовлено складом зварювальних матеріалів.

Рівні виділень і хімічний склад ЗА, які утворюються при зварюванні покритими електродами, визначаються рядом основних факторів: вмістом у шлаковому розплаві, що утворюється в результаті плавлення покриття на торці електрода, хімічних елементів чи сполук з високою пружністю пари, які здійснюють великий внесок в утворення аерозолів; характеристикою основності (кислотності) шлаку, від якої залежить інтенсивність випаровування окремих його складових; окислювальним потенціалом атмосфери дуги; діаметром електрода і режимом зварювання (сила зварювального струму та напруга дуги).

Джерело виділення шкідливих речовин при електрозварюванні – зварювальна дуга – має незначні розміри. Безпосередньо поблизу неї концентрація шкідливих речовин дуже висока. Далі конвективний потік над зварювальною ванною і нагрітим металом (виробом) виносить ЗА в повітря приміщення. При цьому відбувається інтенсивне підмішування навколишнього повітря. У процесі віддалення 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 вентиляованих цехах, як правило, не перевищує рівня ГДК. Але в зоні дихання зварювальника, що виконує ручні операції, вміст шкідливих компонентів зварювального аерозолу значно (у 7-10 разів) перевершує як фон, так і ГДК [71].

У вітчизняній і зарубіжній практиці ручного дугового зварювання використовуються електроди з покриттями, які поділяються на такі основні види: кислі, рутилові, целюлозні, основні (фтористо-кальцієві); а також змішані види покриття: рутилово-кислі (ільменітові), рутил-целюлозні, рутил-основні

тощо. Результати досліджень рівнів виділень ЗА, виконаних у різних країнах, показують, що найбільші виділення аерозолію характерні для електродів з целюлозним покриттям. За ними йдуть електроди з покриттям основного типу. Електроди з кислим, рутиловим й ільменітовим покриттям за рівнем виділення ЗА відрізняються між собою незначно, а порівняно з електродами з целюлозним та основним покриттям характеризуються значно меншим виділенням аерозолію.

8.3. Заходи зі зменшення забруднення довкілля

Оскільки найнебезпечнішим процесом із забруднення довкілля є зварювання, потрібно проводити певні заходи зі зменшення забруднення. Заходи по оздоровленню умов праці зварників, що застосовувались у попередні роки, не дали помітних позитивних результатів. Проблема створення здорових і безпечних умов праці зварників залишається актуальною. Для її вирішення необхідно скористатися більш радикальним підходом, а саме, як показує світовий і вітчизняний досвід, - поєднанням технологічних та санітарно-технічних заходів щодо усунення шкідливої дії ЗА, а також застосуванням засобів індивідуального захисту органів дихання (ЗІЗОД) зварювальників [72]. Перший напрямок – технологічний: полягає у зниженні рівня виділення ЗА в повітря шляхом удосконалення процесу зварювання, виборі технології і способу зварювання, виду і марки зварювального матеріалу, захисного газу та режиму зварювання. Другий напрямок – санітарно-технічний: полягає в локалізації і нейтралізації ЗА шляхом застосування сучасних ефективних засобів місцевої вентиляції. Третій напрямок – застосування ЗІЗОД нового покоління, що дозволяють захищати органи дихання зварювальників у різних виробничих умовах. Залежно від умов праці, а також від вимог до якості зварного з'єднання необхідно користуватися комплексом цих заходів, або окремими з них [73].

Також цікавим та корисним є впровадження на виробництвах нової інформаційно-розрахункової системи гігієнічних характеристик зварювальних

електродів «Гігієна зварювання», що дозволяє прогнозувати ступінь забрудненості повітря та виконувати вибір зварювальних електродів з кращими гігієнічними, а також надавати рекомендації щодо вибору виду вентиляції та засобів індивідуального захисту, що розроблено групою вчених Національного науково-дослідного інституту промислової безпеки та охорони праці та Інституту електрозварювання імені Е.О. Патона НАН України.

Також при виконанні даного підсилення проводяться роботи із часткового демонтажу покрівлі. При ремонті покрівлі покрівельний матеріал, який знімається повинен віддалятися на спеціально підготовлений майданчик. Влаштувати звалища горючих відходів на території будівництва не дозволяється.

Після закінчення робочої зміни заборонено залишати покрівельні рулонні та інші горючі матеріали всередині будівлі або на покрівлях, а також у протипожежних розривах.

Покрівельний матеріал та інші горючі речовини і матеріали, які використовуються при роботі, необхідно зберігати поза будівлею в окремо виділеній споруді або на спеціальному майданчику.

Вміст шкідливих речовин у робочій зоні не повинен перевищувати гранично допустимих концентрацій.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. В процесі експлуатації будівель і споруд періодично виникає необхідність проведення ремонту чи реконструкції, що практично завжди в більшій чи меншій мірі пов'язано із підсиленням будівельних конструкцій. Одним із ефективних методів підсилення згинальних залізобетонних конструкцій є підсилення стержневою системою. Досліджень такого підсилення, зокрема при дії повторних навантажень, проведено дуже мало.
2. Проаналізовано експериментальні дані випробувань згинальних залізобетонних балок з трьома видами армування (з одним, двома та трьома повздовжніми робочими стержнями арматури) до та після підсилення на дію одноразового та малоциклового навантажень.
3. Руйнування підсилених дослідних зразків проходить в основному по стиснутій зоні бетону, оскільки дані балки є переармованими за рахунок підсилення.
4. Встановлено, що в підсилених дослідних балках вже при другому повторенні однакового рівня навантаження проходить повна стабілізація прогинів та ширини розкриття тріщин.
5. Встановлено, що при випробуванні підсилених зразків на перших ступенях навантаження підсилення не одразу повністю включається в роботу. Це свідчить про те, що для його ефективного використання йому необхідно надавати попереднє напруження.
6. Встановлено ефективність підсилення балок шпренгельною системою на дію одноразових навантажень: несуча здатність балки з трьома повздовжніми арматурними стержнями збільшується на 25 %, з двома – на 75 %, а з одним – майже вдвічі. Таким чином ефективність підсилення розтягнутої зони перерізу згинальних елементів прямо залежить від внутрішнього армування конструкції.
7. Проведено розрахунок підсилення другорядних балок покриття 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул. Петра Дорошенка, 82 в м. Рівне за деформаційною моделлю.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Хило Е.Р., Попович Б.С. Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния. Львов, «Вища школа», Изд-во при Львовском ун-те, 1976, с. 147.
2. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. – Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1965.
3. Бліхарський З.Я. Дослідження напруженого стану робочої арматури залізобетонних балок при нарощуванні її перерізу під навантаженням / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, Я.В. Римар, І.В. Васильєв // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип. 16., ч. 1. – С. 311-317.
4. Мурин А. Я. Міцність залізобетонних балок при різних процентах підсилення зовнішньою композитною арматурою / А. Я. Мурин // Вісник Національного університету "Львівська політехніка" : теорія і практика будівництва. – 2007. – № 600. – С. 244-250.
5. Мельник І. В. Ширина розкриття нормальних тріщин залізобетонних балок, підсиленних зовнішньою композитною арматурою / І. В. Мельник, А. Я. Мурин, Р. І. Канафоцький, Т. В. Приставський // Вісник Національного університету "Львівська політехніка" : теорія і практика будівництва. – 2010. – № 662. – С. 308-315.
6. Мурин А.Я. Міцність залізобетонних балок при різних процентах підсилення зовнішньою композитною арматурою: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ А.Я. Мурин. – Львів, 2011. – 23 с.
7. Мурин А. Я. Міцність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсиленних зовнішньою композитною арматурою / А. Я. Мурин // Вісник Національного університету "Львівська політехніка" : теорія і практика будівництва. – 2008. – № 627. – С. 155-158.

8. Мурин А. Я. Прогини залізобетонних балок за різних відсотків підсилення зовнішньою композитною арматурою / А. Я. Мурин // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2008. – № 9. – С. 64-70.
9. Мурин А. Я. Деформативність залізобетонних балок при різних процентах підсилення зовнішньою композитною арматурою / [А. Я. Мурин, Р. З. Добрянський, В. М. Сорохтей, С. В. Цепков, Т. В. Приставський] // Збірник наукових праць : дороги і мости. – 2009. – № 11. – С. 239-245.
10. Гриневич Є.О. Підсилення залізобетонних балок локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Є.О. Гриневич. – Харків, 2004. – 16 с.
11. Гриневич Е.А. Оценка эффективности усиления железобетонных балок локальным обжатием дополнительной внешней арматурой // Науковий вісник будівництва.-Харків: ХДТУБА, 2003.-Вип.23.-С.118-122.
12. Шагин А.Л., Гриневич Е.А., Бутенко А.А. Усиление неразрезных балок пролетного строения Нетеченского моста в г. Харькове // Рациональные энергосберегающие конструкции, здания и сооружения в строительстве и коммунальном хозяйстве.-Ч.1.-Белгород, 2002.-С.272-280.
13. Гриневич Е.А. Усиление неразрезных железобетонных балок на объектах г. Харькова // Коммунальное хозяйство городов.-Вып. 43.-К.: Техника, 2002.-С.88-93.
- 14.3. Шагин А.Л., Гриневич Е.А. Эффективные виды усиления эксплуатируемых железобетонных балок // Науковий вісник будівництва.- Харків: ХДТУБА, 2002.-Вип.19.-С.171-175.
15. Климпуш М.Д. Міцність, витривалість та деформативність залізобетонних згинаних елементів, підсилених наклеєними композитними стрічками: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 –

„Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ М.Д. Климпуш. – Київ, 2010. – 25 с.

- 16.Климпуш М.Д. Проблеми ремонту і реконструкції мостів на дорогах загального користування України / М.Д. Климпуш // Зб. Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2001. – Вип. 54. – С. 39 – 43.
- 17.Климпуш М.Д. Дослідження міцності і витривалості залізобетонних балок, підсилених вуглецевими стрічками CFRP / М.Д. Климпуш, В.Г. Кваша // Вісник Архітектура і сільськогосподарське будівництво. – Львів: ЛДАУ, 2007. – №8. – С. 192 – 205.
- 18.Климпуш М.Д. Дослідження залізобетонних балок з багаторядною арматурою, підсилених композитними полімерами / М.Д. Климпуш // Зб. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: РДТУ, 2001. – Вип. 7 – С. 252 – 260.
- 19.Климпуш М.Д. Транспортні споруди на дорогах загального користування. Проблеми та шляхи їх вирішення / М.Д. Климпуш // Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: НТУ, 2004. – Вип. 69. – С. 87 – 91.
- 20.Климпуш М.Д. Розрахунок напруженого стану і деформацій залізобетонних мостових балок до та після підсилення їх вуглецевими стрічками CFRP / М.Д. Климпуш, В.Г. Кваша // Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: НТУ, 2006. – Вип. 73. – С. 131 – 136.
- 21.Римар Я.В. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених під навантаженням нарощуванням арматури: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Я.В. Римар. – Львів, 2010. – 22 с.
- 22.Бліхарський З.Я. Експериментально-теоретичні дослідження міцності залізобетонних балок, підсилених під навантаженням / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар, Д.І. Дубіжанський // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2007. – №600. – С. 19-22.

- 23.Бліхарський З.Я. Експериментальні випробування арматурних пакетів з нарощуванням перерізу робочої арматури під дією навантаження / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар, Д.І. Дубіжанський // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2007. – Вип. 15. – С. 120-124.
- 24.Бліхарський З.Я. Експериментальні дослідження залізобетонних балок, підсилених нарощуванням арматури / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2005. – Вип. 13. – С. 346-351.
- 25.Бліхарський З.Я. Залізобетонні балки, підсилені нарощуванням арматури під навантаженням / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар, Р.Є. Хміль // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2005. – №545. – С. 15-19.
- 26.Кваша В.Г. Ефективні системи розширення і підсилення залізобетонних балкових прольотних будов автодорожніх мостів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ В.Г. Кваша. – Київ, 2002. – 43 с.
- 27.Кваша В.Г. Експериментальні дослідження залізобетонних моделей прольотних будов, розширених приставними елементами // Будівельні конструкції. - Вип. 50. - К.: НДІБК, 1999, - С. 87-94.
- 28.Кваша В.Г. Розширення прольотних будов автодорожніх мостів монолітною залізобетонною накладною плитою // Вісн. Рівн. держ. техн. ун-ту. - 1999. - Вип.3: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - С. 140-145.
- 29.Кваша В.Г. Розширення і підсилення залізобетонних прольотних будов збірно-монолітною накладною плитою // Вісн. Львів, держ. аграрного ун-ту. 2000, № 1:Архітектура і сільськогосподарське будівництво. □ С. 119□ 125.
- 30.Кваша В.Г. Реконструкція аварійних мостів з підсиленням опор // Будівельні конструкції. □ Вип.51. □ К.:НДІБК. 1999. □ С. 434□ 439.

- 31.Кваша В.Г. Розширення збірних залізобетонних прольотних будов мостів з багаторядовою каркасною арматурою залізобетонною накладною плитою // Вісн. Рівн. держ. техн. ун-ту. □ 2000. Вип. 4: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди. □ С. 205 □ 212
- 32.Гриневи́ч Е.А. Усиление неразрезных железобетонных балок на объектах г. Харькова // Коммунальное хозяйство городов.-Вып. 43.-К.: Техника, 2002.- С.88-93.
- 33.Конончук О.П. Робота нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених композитними матеріалами за дії малоциклового навантаження: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ О.П. Конончук. – Львів, 2013. – 22 с.
- 34.Конончук О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів підсилених згинальних залізобетонних елементів при дії на них малоциклових навантажень // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2012. – Вип. 46. – С. 185 – 192.
- 35.Конончук А.П. Исследование по нормальным сечениям железобетонных балок усиленных разными методами // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности: материалы международной конференции молодых ученых. – Могилев: ГУ ВПО "Белорусско-Российский университет", 2010. – С. 121.
- 36.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.
- 37.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.

- 38.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.
- 39.Павлинов В.В. Надійність залізобетонних конструкцій при короткочасних малоциклових навантаженнях: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ В.В. Павлинов. – Москва, 2000. – 22 с.
- 40.Валовой М.О. Міцність, тріщиностійкість та деформативність підсилених згинальних елементів при повторних навантаженнях: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ М.О. Валовой. – Київ, 2011. – 23 с.
- 41.Валовой М.О. Міцність, деформативність та тріщиностійкість залізобетонних балок під дією повторних вантажень / М.О. Валовой // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація : зб. наук. пр. Кривий Ріг : КТУ, 2008. – С. 45-48.
- 42.Валовой М.О. Вплив повторних навантажень на міцність, деформативність та тріщиностійкість підсилених залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд / М.О. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Вип. 18. – Рівне : НУВГП , 2009. – С. 7–13.
- 43.Валовой М. О. Дослідження фізико-механічних властивостей залізобетонних балок з використанням нових будівельних матеріалів / М. О. Валовой, Д. В. Попруга // Вісник Криворізького технічного університету : зб. наук. пр. – Вип. 22. – Кривий Ріг : КТУ, 2008. – С. 202–206.
- 44.Валовой М. А. Ефективні матеріали для підсилення залізобетонних конструкцій / М. А. Валовой, Д. В. Попруга // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Вип. 17. – Рівне : НУВГП , 2008. – С. 7–13.

45. Валовой М.О. Тріщиностійкість підсилених залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд під впливом повторних навантажень / М.О. Валовой // Вісник Криворізького технічного університету : зб. наук. пр. – Вип. 23. – Кривий Ріг : КТУ, 2009. – С. 181–184.
46. Герб П. І. Робота підсилених балок на відходах ГЗК при малоциклових навантаженнях високих рівнів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ П.І. Герб. – Київ, 2011. – 22 с.
47. Герб П.І Міцність залізобетонних балок, підсилених у розтягнутій зоні із бетонів на відходах збагачення залізних руд при малоциклових навантаженнях високих рівнів / А. І. Валовой, П. І. Герб // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Вип. 20. – Рівне : НУВГП , 2010. – С. 473-480.
48. Герб П.І. Вплив повторних навантажень на міцність, деформативність та тріщиностійкість підсилених у розтягнутій зоні залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд / А. І. Валовой, П. І. Герб // Вісник Криворізького технічного університету : зб. наук. пр. – Вип. 25. – Кривий Ріг : КТУ, 2010. – С. 87–92.
49. Герб П.І. Експериментальні дослідження підсилених залізобетонних балок / А. І. Валовой, П. І. Герб // Вісник Криворізького технічного університету : зб. наук. пр. – Вип. 26. – Кривий Ріг : КТУ, 2010. – С. 87–90.
50. Герб П.І. Результати експериментальних досліджень впливу повторних навантажень на міцність, деформативність та тріщиностійкість підсилених у розтягнутій зоні залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд / О.І. Валовой, П.І. Герб, Д.П. Сало // Гірничо-металургійний комплекс: досягнення, проблеми та перспективи розвитку : зб. наук. пр. – Кривий Ріг: КТУ, 2010. – С. 154-155.
51. Кухнюк О.М. Вплив малоциклових навантажень на механічні характеристики бетону та роботу згинальних залізобетонних елементів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 –

„Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ О.М. Кухнюк. – Львів, 2001. – 20 с.

52. Савицький В.В. Вплив короткочасних малоциклових навантажень на напружено-деформований стан і міцність нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних балок: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ В.В. Савицький. – Львів, 2007. – 22 с.
53. Дробишинець С.Я. Вплив повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики сталевібробетону та роботу згинальних елементів на його основі: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ С.Я. Дробишинець. – Львів, 2006. – 20 с.
54. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – К.: 2010. – 23 с.
55. ДСТУ Б В.2.7-217:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. – К.: 2010. – 21 с.
56. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – К.: 2007. – 28 с.
57. ДБН В.1.2 - 2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: 2006. – 75 ст.
58. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – 65 ст.
59. Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі: Рекомендації. – Рівне: Видавництво національного університету водного господарства та природокористування, 2005. – 37 с.
60. Закон України «Про охорону праці» від 01.01.2004 № 229-IV.
61. Закон України «Про пожежну безпеку» від 17.12.1993 № 3745-XII.

62. Закон України «Про правові засади цивільного захисту» від 24.06. 2004 № 1859-IV.
63. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. – К.: 2009. – 115ст.
64. Геврик Е. А. Охрана труда. - М.: Эльга; Ника-Центр, 2003. - 280 с.
65. Наказ від 14.12.2012 № 1425 Про затвердження Правил охорони праці під час зварювання металів.
66. НПАОП 28.52-1.31-13 Правила охорони праці під час зварювання металів.
67. Маткович В. П., Папченко А. М. Основы радиационной безопасности. – М.: Энергоатомиздат, 1990. - 176 с.
68. Голубков Б. Н., Пятачков Б. И., Романова Т. М. Кондиционирование воздуха, отопление и вентиляция. – М.: Энергоиздат, 1982. - 232 с.
69. Никифоров Н. И. Справочник газосварщика и газорезчика / Никифоров Н. И. - Высшая школа, 1999. - 239 с.
70. Апостолюк С.О. Промислова екологія / Апостолюк С.О. 2012. – 474 с.
71. Белов С.В. Охрана окружающей среды / [Белов С.В., Бабинов Ф.А. и др.] – Учебник. 2-е изд. – М.: Высшая школа, 1991. – 319 с.
72. Экология. Под ред. проф. В.В. Денисова. Ростов-н/Д.: ИКЦ «МарТ», 2006. – 768 с.
73. Экология: Учебник для студентов высш. и сред. учеб. заведений, обуч. по техн. спец. и направлениям / Л.И. Цветкова, М.И. Алексеев, Ф.В. Карамзинов и др.; под общ. ред. Л.И. Цветковой. М.: АСБВ; СПб.: Химиздат, 2007.- 550 с.