

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

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
до кваліфікаційної роботи

магістра

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **«Дослідження впливу підсилення згинальних залізобетонних елементів при дії одноразового статичного навантаження»**

Виконав: студент VI курсу, групи МБмн-61

спеціальності (напряму підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Баб'як Д.А.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Данильченко С.М.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

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

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Магістр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____

« _____ » _____ 2020 р.

**ЗАВДАННЯ
 НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА**

Баб'як Денис Андрійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Дослідження впливу підсилення згинальних залізобетонних елементів при дії одноразового статичного навантаження

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент

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

Затверджені наказом по університету від « 29 » серпня 2019 року № 4/7 – 739

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 15.05.2020 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Дослідження згинальних залізобетонних елементів на прикладі однопролітних залізобетонних балок на двох опорах да та після їх підсилення вуглепластиковими волокнами при дії на них одноразових статичних навантажень.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Огляд літературних джерел в напрямку дослідження підсилення згинальних залізобетонних елементів за нормальними перерізами. Аналіз різних методів підсилення та встановлення ефективності підсилення конструкцій саме вуглепластиковими волокнами. Методика попередньо проведених експериментальних досліджень згинальних залізобетонних елементів до та після їх підсилення вуглепластиковими волокнами. Аналіз даних попередньо проведених експериментальних досліджень та встановлення ефекту від підсилення. Розробка заходів по охороні праці. Розробка заходів з безпеки в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Постановка мети та задач досліджень. Найпоширеніші методи підсилення згинальних залізобетонних елементів. Схема підсилення експериментальних зразків. Методика проведення попередніх експериментальних досліджень. Фотографії експериментальних досліджень. Характер руйнування дослідних зразків. Результати експериментальних досліджень. Аналіз отриманих даних. Висновки.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Нормоконтроль	Данильченко С.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 07.09.2019 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Огляд літературних джерел в напрямку дослідження	28.10.2019	
2	Аналіз попередніх досліджень та постановка мети і задач досліджень	15.11.2019	
3	Опис методики попередньо проведених експериментальних досліджень	30.12.2019	
4	Опис даних попередньо проведених експериментальних досліджень	20.01.2020	
5	Аналіз отриманих результатів та побудова нових залежностей	25.03.2020	
6	Формулювання висновків	12.04.2020	
7	Розробка заходів по охороні праці.	22.04.2020	
8	Розробка заходів з безпеки в надзвичайних ситуаціях.	13.05.2020	

Студент

_____ (підпис)

Баб'як Д.А.

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

_____ (підпис)

Конончук О.П.

_____ (прізвище та ініціали)

Зміст

	Ст.
Вступ.....	6
Розділ 1 Стан питання підсилення розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів	9
1.1 Передумови підсилення конструкцій споруд	9
1.2 Основні методи підсилення згинальних залізобетонних елементів ..	10
1.3 Мета та задачі досліджень	22
Висновки до розділу 1	23
Розділ 2 Програма і методика проведення експериментальних досліджень	24
2.1 Програма експериментальних досліджень	24
2.2 Матеріали та конструкція дослідних зразків	24
2.3 Методика підсилення дослідних зразків	29
2.4 Методика проведення досліджень експериментальних балок та конструкція дослідної установки	33
Висновки до розділу 2	36
Розділ 3 Аналіз результатів досліджень згинальних залізобетонних елементів до та після їх підсилення композитними матеріалами	37
3.1 Характер руйнування, експериментальна та розрахункова несуча здатність нормальних перерізів	37
3.2 Напружено-деформований стан згинальних залізобетонних балок випробуваних при однократному навантаженні	41
3.3 Деформативність експериментальних балок	45
3.4 Тріщиностійкість експериментальних балок	48
Висновки до розділу 3	50
Розділ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	51
4.1 Охорона праці	51

4.1.1	Безпека праці в Україні. Основні законодавчі та нормативно-правові акти про охорону праці	51
4.1.2	Основні вимоги та правила техніки безпеки під час роботи в науково-випробувальній лабораторії будівельних матеріалів, виробів і конструкцій ТНТУ ім. Івана Пулюя	53
4.1.3	Електробезпека при роботі з бетономішалкою	54
4.1.4	Вплив цементу і цементного пилу на організм людини	55
4.2	Безпека в надзвичайних ситуаціях	56
4.2.1	Підвищення стійкості роботи підприємств будівельної галузі у воєнний час	56
	Висновки до розділу 4	61
	Загальні висновки	62
	Бібліографія	63

ВСТУП

Актуальність теми роботи. На сьогоднішній день в Україні великий відсоток існуючих будівель та споруд знаходяться в аварійному технічному стані: одні через закінчення терміну своєї експлуатації, інші через збільшення експлуатаційних навантажень, на які вони не розраховані. Не менш важливою є проблема якості будівельних матеріалів та робіт, що виконуються на будівельному майданчику. Через їх невідповідність нормам, існують нові будівлі, які ще не вступивши в експлуатацію, потребують ремонту.

В зв'язку з цим, виникає необхідність в новому надійному, довговічному та рентабельному методі підсилення залізобетонних конструкцій за допомогою композитних матеріалів на основі вуглепластиків. Дані матеріали, незважаючи на свою відносно значну вартість, прості в монтажі, а в процесі експлуатації не потребують жодних затрат, що робить їх економічно вигіднішими у порівнянні із іншими методами. Головними перевагами матеріалів CFRP є: невелика власна вага, висока міцність, можливість застосування для конструкцій будь-якої форми та розміру, швидкість монтажу, стійкість до корозії і старіння тощо.

Зважаючи на світові тенденції, підсилення композитними матеріалами набуває поширення і в нашій країні. Проте їх застосування стримує відсутність нормативного документу, який би містив розрахунок несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних елементів, підсилених композитними матеріалами.

У світі проведено багато наукових досліджень матеріалів CFRP та розроблено цілий ряд розрахункових методик. В Україні даним питанням почали займатися відносно недавно, і на сьогодні проведено дуже мало досліджень, які не змогли охопити всю область застосування цих матеріалів та дослідити всі фактори, що на них впливають.

Мета роботи: встановити вплив підсилення композитними матеріалами нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів в розтягнутій зоні при дії на них одноразового статичного навантаження.

Для досягнення мети в роботі ставилися такі **задачі**:

- проаналізувати експериментальні дані досліджень згинальних залізобетонних елементів до та після їх підсилення композитними матеріалами при дії на них одноразового статичного навантаження;

- встановити дійсний напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів до та після їх підсилення композитними матеріалами при дії на них одноразового статичного навантаження;

- визначити ефект від підсилення згинальних залізобетонних елементів при дії на них одноразового статичного навантаження.

Об'єкт досліджень: підсилення згинальних залізобетонних елементів.

Предмет дослідження: напружено-деформований стан нормальних перерізів, несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами.

Методи дослідження: аналіз літературних джерел, теоретичні дослідження, порівняння експериментальних та теоретичних даних.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана у відповідності із науковою тематикою кафедри будівельних конструкцій Тернопільського національного технічного університету ім. Івана Пулюя.

Наукова новизна отриманих результатів:

- отримали подальший розвиток дослідження згинальних залізобетонних елементів до та після їх підсилення композитними матеріалами при дії на них одноразового статичного навантаження;

- отримано нові дані встановлення ефективності підсилення композитними матеріалами згинальних залізобетонних елементів при дії на них одноразового статичного навантаження.

Практичне значення отриманих результатів.

Отримані в роботі результати можуть бути використані проектними організаціями при проектуванні підсилення згинальних залізобетонних конструкцій будівель різного призначення.

Апробація. Окремі результати роботи доповідались на VIII Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», Тернопіль, ТНТУ, 27 – 28 листопада 2019 р.

Публікації. Дослідження підсилених згинальних залізобетонних елементів при дії одноразового статичного навантаження / О.П. Конончук, Д.А. Баб'як, Я.П. Теслюк // Збірник тез доповідей VIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 27-28 листопада 2019 року — Т. : ТНТУ, 2019 — Том I. — С. 23-24. — (Нові матеріали, міцність і довговічність елементів конструкцій).

Ключові слова. Залізобетон, вуглепластики, підсилення, згинальні елементи, одноразові навантаження, статичні навантаження.

РОЗДІЛ 1

СТАН ПИТАННЯ ПІДСИЛЕННЯ РОЗТЯГНУТОЇ ЗОНИ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

1.1 Передумови підсилення конструкцій споруд

В будівництві досить часто постає проблема відновлення та реконструкції існуючих будівель. Вирішення даного питання в значній мірі пов'язано з підсиленням конструкцій, які зазнали руйнування, або непридатні до подальшої нормальної експлуатації. Такий стан може бути викликаний помилками при проектуванні, неправильною експлуатацією та зміною функціонального призначення будівлі, тощо.

Реконструкція будівель і споруд виконується з метою часткової чи повної зміни функціонального призначення, встановлення нового ефективнішого обладнання, покращення забудови території відповідно до сучасних підвищених нормативних вимог.

Мета ж реконструкції житлового фонду полягає в його переплануванні для покращення архітектурно-планувальних рішень, підвищення ступеня благоустрою інженерного обладнання будинків, створення квартир, які відповідають сучасним вимогам.

Під час реконструкції промислових будівель і споруд виникає необхідність у виконанні робіт, які не характерні для нового будівництва – демонтаж конструкцій, їхнє підсилення, заміна окремих конструктивних елементів, повний демонтаж, переміщення будівель і споруд. Особливістю цих робіт є те, що з ними завжди пов'язаний комплекс робіт по забезпеченню несучої здатності, стійкості та довговічності конструкцій, які зберігаються і їхньому підсиленні.

Підсилення залізобетонних конструкцій слід виконувати лише після того, як будуть вичерпані всі можливості їх подальшої надійної експлуатації, за вказаними

на рисунку 1.1 причинами [40, 59]. Згідно з існуючими нормами проектування дефекти залізобетонних конструкцій поділяють на:

- дефекти, які вказують на зменшення або незабезпечення несучої здатності;
- дефекти, недопустимі за умовами придатності до нормальної експлуатації.

Однак, потрібно враховувати, що підсилення досить часто необхідно і при відсутності будь-яких дефектів, наприклад, якщо є зміни в схемі завантаження, при збільшенні навантажень, а також при збільшенні довжини прольотів і вільних довжин стиснутих елементів [6, 7, 21].



Рисунок 1.1 Класифікація причин, що викликають необхідність підсилення залізобетонних конструкцій

1.2 Основні методи підсилення згинальних залізобетонних елементів

Аналіз методів підсилення залізобетонних конструкцій показав, що підсилювати конструкції, які працюють на згин, можна як способом нарощування

поперечного перерізу, так і способом зміни розрахункової схеми роботи конструкції [22, 45].

Повну заміну конструкцій проводять дуже рідко – у випадках втрати несучої здатності на 50 – 60 % і більше. Інколи за недостатньої несучої здатності балок і збільшення навантаження на них, виникає проблема передачі додаткового навантаження на інші існуючі або нові додатково змонтовані конструкції. Часто підсилення залізобетонних балок виконують нарощуванням робочої арматури та влаштуванням різного виду обойм. Класифікація методів підсилення наведена на рисунку 1.2 [22, 40, 45, 46, 58].



Рисунок 1.2 Класифікація методів підсилення залізобетонних конструкцій

Дослідженню підсилень розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів присвятили свої роботи: Б.А. Ашимов, А.Б. Барашиков, Є.М. Блалі, З.Я. Бліхарський, Б.А. Боярчук, О.І. Валовой, А.П. Васільєв, Є.О. Гриневич, С.С. Давидов, А. Касасбех, В.Г. Кваша, М.І. Кісілієр, М.Д. Климпуш, О.П. Кричевський, С.О. Кричевський, А.И. Мальганов, І.В. Мельник, Л.А. Мурашко,

А.Я. Муриц, С.М. Новікова, 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.

Одним із найперспективніших напрямків підсилення розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів, особливо значних габаритних розмірів, (це насамперед стосується підсилення конструкцій мостів, де всі згинальні елементи мають велику довжину) є саме підсилення без зміни розрахункової схеми та напруженого стану конструкції. На сьогоднішній день є велика кількість методів такого підсилення, це насамперед, нарощування розтягнутого бетону шаром сталевібробетону, армованим та неармованим полімербетоном, нарощування перерізу розтягнутої арматури, приклеєння епоксидним клеєм листової арматури, підсилення акриловими полімеррозчинами, приклеювання композитів на основі вуглецевих, арамідних і базальтових волокон тощо.

Г.В. Гетун [20] займалася вивченням роботи підсилених залізобетонних балок в розтягнутій зоні шаром сталевібробетону. В результаті експериментальних досліджень виявлено ряд закономірностей в деформативності, жорсткості, тріщиностійкості і міцності залізобетонних елементів в залежності від висоти шару сталевібробетону та параметрів фібрового армування:

- із збільшенням висоти шару сталевібробетону, збільшується висота стиснутої зони бетону;
- деформації розтягнутої грані балок з комбінованим армуванням на всіх етапах менші за деформації еталонних балок; у балках підсилених сталевібробетоном уповільнюється тріщиноутворення, об'єднання мікротріщин в магістральні тріщини, спостерігається при зовнішньому моменті в 2...3 рази більшому, ніж у звичайних балках; при $\mu_k = 1,3$ і 1,95 % ефективність фібрового армування зростає із збільшенням довжини фібр;
- жорсткість нормальних перерізів збільшується із збільшенням довжини фібр та товщини шару підсилення;

- підсилення розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів шаром сталевібробетону підвищує міцність нормальних перерізів на 3...27 %, а тріщиностійкість в 2...3 рази.

Крім цього встановлено, що в балках з комбінованим армуванням кількість тріщин в 1,5...2 рази більша, ніж у залізобетонних балках, але ширина їх розкриття в 2...3 рази менша.

В роботі Б.А. Боярчука [18] проведені експериментальні дослідження залізобетонних згинальних елементів, підсилених нарощуванням розтягнутої зони шарами сталевібробетону, полімербетону та важкого бетону. Для порівняння, експериментом було передбачено два випадки навантаження: без попереднього навантаження; навантаженням, перед підсиленням, зусиллям у 0,6...0,7 від руйнуючого, до утворення нормальних тріщин шириною розкриття 0,1...0,3 мм.

В балках, підсилених сталевібробетоном, спостерігається практично одночасне руйнування розтягнутої та стиснутої зон. Підсилюючий шар руйнувався внаслідок висмикування фібр. Найбільший приріст несучої здатності виявився в балках, підсилених армованим шаром полімербетону. Але у цьому випадку, як і при підсиленні армованим шаром важкого бетону, поздовжня арматура не досягла межі текучості, тобто не була використана повністю. Це відбулось внаслідок ослаблення бетону біля опори та руйнування за похилими перерізами дослідних зразків. Усі способи підсилення збільшують зусилля тріщиноутворення приблизно на однакову величину, у межах 30 %, у порівнянні з непідсиленими зразками, а несучу здатність у 1,3...1,6 рази.

Питанню підсилення на основі сталевібробетону присвячені роботи Б.А. Ашимова, О.П. Кричевського, С.О. Кричевського, Ф.Н. Рабіновича, А.Н. Куликова, О.П. Сунака, Г.К. Хайдукова та ін., дослідження яких показали, що фібри незначно підвищують міцність бетону на стиск. Тому в цілій низці конструкцій, де чітко виражена робота розтягнутої та стиснутої зон, з метою економії сталі сталевібробетон бажано вводити тільки в розтягнуту зону [38, 39]. При цьому висота шару сталевібробетону може змінюватися залежно від потреб міцності, тріщиностійкості чи деформативності конструкції. Це підтверджує

можливість використання сталевібробетону для підсилення розтягнутої зони конструкцій, що працюють на згин.

В останній час проведені дослідження з підсилення залізобетонних конструкцій [1, 27, 33] шаром армованого або неармованого полімербетону. Досліди С.С. Давидова, А. Касасбега, Н.М. Колоколова, А.И. Мальганова, Л.А. Мурашка, В.В. Потураєва та ін. показали досить високу ефективність такого способу підсилення.

Дослідження Є.М. Блалі [5] спрямовані на вивчення роботи підсилених залізобетонних елементів нарощуванням розтягнутої зони сталевібробетоном, полімербетоном та скловолокном. Дані дослідження підтверджують результати, наведені в роботі [18]. Автором зазначено суттєве зменшення ширини розкриття нормальних тріщин при порівнянні підсилених і непідсилених конструкцій до однакового рівня навантажень. На стадії експлуатації підсилювані і підсилюючі елементи, як правило, працюють спільно. Тільки на останніх стадіях навантаження у деяких серій балок з'явилися ознаки розшарування підсилюючого шару. Ці балки руйнувалися за похилими перерізами. Тим не менше, вони показали збільшення несучої здатності в 1,3...1,6 рази.

В дослідках Є.О. Гриневича [23] проведено вивчення підсилення залізобетонних згинальних елементів попереднім обтисненням додатковою зовнішньою арматурою горизонтального і криволінійного обрису не по всій довжині конструкції, а на ділянці дії істотних згинальних моментів. Тобто в основу був покладений спосіб локального попереднього напруження.

Випробування показали, що несуча здатність балок завдяки додатковій зовнішній арматурі зросла на 40...50 %. Значення навантаження тріщиноутворення за рахунок обтиснення горизонтально розташованою арматурою зросло в 2,25 рази, криволінійною арматурою – у 3...3,5 рази, тобто в міру збільшення значення початкового обтиснення тріщиностійкість зростає. Надзвичайно важливим результатом є те, що руйнування відбувається внаслідок роздроблення стиснутого бетону, по досягненні в додатковій арматурі текучості. Виявлене підтверджує можливість побудови методики розрахунку на основі

використання положень теорії граничної рівноваги. Було встановлено, що втрати напружень у зовнішній арматурі внаслідок усадки, повзучості бетону дуже малі (склали приблизно 10 МПа), що пояснюється шпренгельною схемою зовнішньої арматури. Також в роботі наведені розробки в області підсилення нерозрізних залізобетонних балок на середніх опорах і в прольотах.

Дослідження А.К. Салеха [48] полягали у вивченні роботи згинальних залізобетонних елементів, які мали в складі стиснутої зони від одного до трьох шарів ослабленого бетону з різними якостями. Міцність цих шарів варіювалася в межах від 16,3 МПа до 30,7 МПа. Таким чином, зразки являли собою моделі конструкцій, в яких фізична неоднорідність стиснутої зони була відома.

При випробуванні зразків, спостерігалась тенденція "скидання" напружень крайніх волокон на більш міцніші шари, розташовані ближче до нейтральної осі зразків. Аналогічний процес в крайніх волокнах спостерігався і при випробуванні балок з однорідним перерізом, але в меншій мірі.

В роботі Я.В. Римара [47] проведено дослідження залізобетонних балок до підсилення та підсилених залізобетонних балок нарощуванням перетину арматури під навантаженням у розтягнутій зоні.

За результатами експериментальних досліджень був визначений ефект підсилення при збільшенні перерізу арматури у залізобетонній балковій конструкції. Він є тим вищий, чим менші напруження в робочій арматурі у момент підсилення. За експериментальними результатами досліджень встановлено, що можна отримати один і той самий ефект підсилення при різній площі арматури підсилення та відповідному навантаженні. Наприклад, однаковий ефект для дослідних зразків буде мати підсилення, якщо використати арматурний стержень Ø8 А-III при повному розвантаженні конструкції, або Ø10 А-III при рівні напружень в робочій арматурі $0,3 \sigma_y$, або Ø12 А-III при $0,5 \sigma_y$, або Ø14 А-III при $0,65 \sigma_y$, або Ø16 А-III при $0,75 \sigma_y$. На підставі отриманих результатів запропоновано ввести коефіцієнт умов роботи арматури, який би враховував вказані особливості. В залежності від рівня навантаження та співвідношення

площ арматури числові значення коефіцієнта умов роботи визначені в межах $\gamma_{sr} = 0,5 \dots 1,0$.

С.М. Новіковою [44] досліджена система з авторегульованим та саморегульованим обтисканням залізобетонних балок. Така система активна і діє на конструкцію у повній відповідності до величини зовнішнього навантаження. До переваг системи саморегулювання слід віднести те, що вона не потребує зовнішньої енергії для її функціонування.

Експериментальні дослідження підтвердили теоретичну, дещо криволінійну залежність між величиною зовнішнього навантаження на балку P і необхідним їй обтисканням N , за умови недопущення утворення нормальних тріщин. Незначна криволінійність пояснюється пластичними деформаціями бетону та зростаючим при навантаженні прогином балки. Також було встановлено, що система регульованого обтискання потребує щонайменше одного циклу навантаження низького рівня перед проектним навантаженням. Це необхідно для забезпечення надійного контакту між підсиленням і балкою.

В роботі М.І. Кісілієра [32] проведено дослідження роботи згинальних залізобетонних елементів з приклеєною епоксидним клеєм в розтягнутій зоні листовою арматурою. Міцнісні та деформативні характеристики клеєного з'єднання "бетон – метал" при зрізі визначались на лабораторних зразках (кубах та призмах) по двох протилежних гранях, яких були приклеєні сталеві пластини, товщиною $\delta_n = 6$ мм. В результаті було встановлено, що міцність клеєвого з'єднання залежить від класу бетону, а також анкерування арматури, яка не залежить від класу бетону та для прийнятого клею становила $l_{an} = 20$ см. Коефіцієнт повздовжньої міцності склав $K_{dl} = 0,6$. Також досліди проводились на двох серіях балок, по 23 в кожній, зі зміною схеми завантаження, параметрів висоти, площі і довжини приклеєної зовнішньої арматури. Виявлено три схеми руйнування клеєних балок: відрив захисного шару бетону в розтягнутій зоні, зміщення по клеєвому з'єднанню, текучість зовнішньої розтягнутої арматури.

Відрив захисного шару відбувається після підриву кінців зовнішньої арматури при досягненні в ньому руйнівних розтягуючих напружень відриву. Зміщення по клеєвому з'єднанню відбувається, коли дотичні напруження досягають руйнівних характеристик, визначених випробуванням "коротких" зразків. Текучість зовнішньої розтягнутої арматури виникає, при забезпеченні міцності клеєвого з'єднання і захисного шару бетону розтягнутої зони.

Метою роботи М.Ю. Смолянінова [49, 50] було експериментальне і теоретичне дослідження міцності, тріщиностійкості і деформативності залізобетонних балок, підсилених акриловим полімеррозчином при дії короткочасного статичного навантаження.

Програмою експериментальних досліджень передбачалось випробування 4-х серій залізобетонних балок розмірами $70 \times 120 \times 800$ мм на згин двома зосередженими силами. Для досягнення поставленої мети дослідні балки були підсилені за трьома схемами, рисунок 1.3.

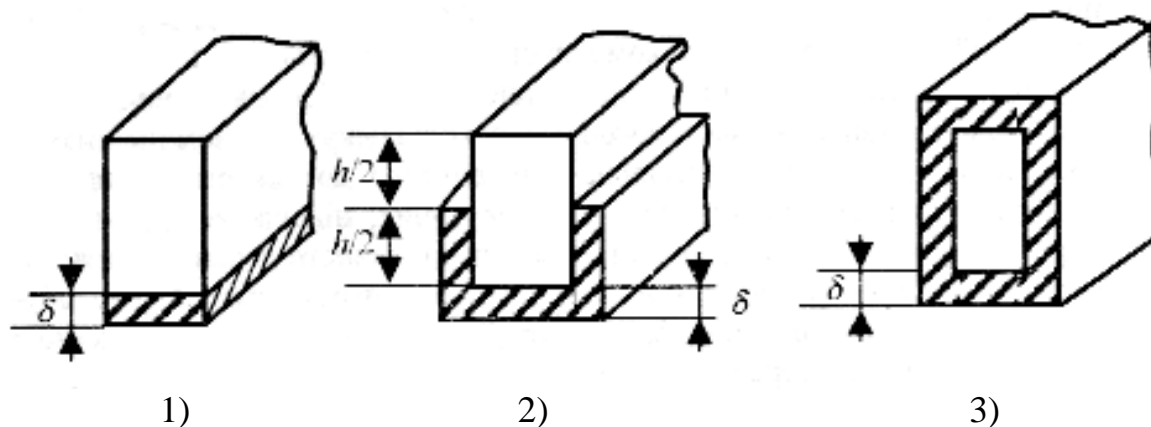


Рисунок 1.3 Схема підсилення залізобетонних балок: 1 – нижня розтягнута грань балки; 2 – розтягнута зона до осьової лінії; 3 – у вигляді обойми.

Виконані дослідження показали, що несуча здатність залізобетонних балок, підсилених поверхневим шаром полімеррозчину в залежності від схеми і його товщини збільшується.

Аналіз результатів показує, що схема і товщина шару підсилення залізобетонних балок значною мірою впливає на їх несучу здатність. Крім того, відхилення розрахункових та дослідних величин згинальних моментів не

перевищує 10 %, що свідчить про задовільну якість запропонованих в роботі розрахункових формул на міцність.

І.В. Васильєв [19] поставив задачу виконати підсилення під одночасною дією навантаження залізобетонних балок шляхом влаштування обойми із застосуванням спеціальних з'єднувальних сумішей на основі модифікованих цементів та розробити методику експериментальних досліджень, підсилених залізобетонних балок. Експериментальні дослідження передбачали кілька етапів:

- навантаження залізобетонних балок зусиллям певного рівня;
- підсилення балок обоймою при збереженні дії навантаження;
- експериментальні випробування до руйнування підсилених під навантаженням залізобетонних балок.

Після навантаження балок до проектного рівня проводилось підсилення бетонною обоймою. Проектна товщина обойми складала 2 см, довжина 100 см. Процес підсилення перерізу залізобетонних балок відбувався при діючому навантаженні $0,3 M_U^{\text{exp}}$, $0,6 M_U^{\text{exp}}$ і $0,9 M_U^{\text{exp}}$ відповідно.

Автором зроблено висновок, що виконання підсилення залізобетонних балок при дії навантаження влаштуванням обойми із застосуванням спеціальних з'єднувальних сумішей дозволяє забезпечити надійну сумісну роботу бетону балок та "нового" бетону обойми. Розроблена методика експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених при дії навантаження, дозволяє отримати дані про дійсний напружено-деформований стан таких конструкцій.

Починаючи із 70 – 80 років ХХ століття в світі почали широкого застосовуватись у якості підсилення розтягнутої зони залізобетонних згинальних конструкцій композитні матеріали, які приклеювались до поверхні бетону епоксидним клеєм. Дана технологія була запозичена із космічних та авіаційних галузей і є інноваційною в будівництві. Найбільшого розповсюдження одержали композити з арамідних, скляних та вуглецевих волокон (AFRP, GFRP, CFRP – відповідно: Aramid -, Glass -, Carbon Fibre Reinforced Polimer). Полімерні композити зазначених типів одержують шляхом втоплювання і спресовування

відповідних волокон в матрицю з епоксидної смоли. Їх виготовляють у вигляді стержнів, стрічок і полотен. При підсиленні існуючих залізобетонних елементів композитні матеріали використовують як додаткову зовнішню арматуру, приклеєну до їх поверхонь в зонах підсилення. В країнах Європи широко використовуються композитні матеріали швейцарської фірми Sika [31, 66].

Одним із перших, хто зайнявся вивченням роботи підсилених вуглепластиком залізобетонних конструкцій був U. Meier [65, 66] який, починаючи з 1985 року на базі двадцяти шести залізобетонних балок, досліджував роботу стрічок CFRP. Зразки мали розміри $152 \times 254 \times 2007$ мм та були мінімально заармовані в нормальному перерізі ($2\varnothing 8$ мм – верхня та нижня арматура) та максимально у поперечному перерізі ($\varnothing 6,35$ мм з кроком 216 мм).

В результаті випробування контрольних та підсилених зразків була виявлена ефективність такого підсилення. Підсилені балки показали збільшення несучої здатності та жорсткості в два рази. Проведеними експериментальними дослідженнями встановлені можливі причини руйнування балок, підсилених стрічками CFRP:

- 1) розрив стрічки CFRP;
- 2) руйнування бетону стиснутої зони;
- 3) текучість повздовжньої розтягнутої арматури;
- 4) відривання стрічки з захисним шаром бетону (зріз по бетону);
- 5) розшарування стрічки в межах її товщини;
- 6) руйнування (зріз) в межах товщини шару клею;
- 7) руйнування склейки по поверхні стрічки CFRP;
- 8) руйнування стрічки по поверхні бетону.

P. Ritchie [67] провів випробування шістнадцяти залізобетонних балок з мінімальним армуванням нормального перерізу для того, щоб вивчити ефективність підсилення на основі скляних, вуглецевих та арамідних волокон. Дослід показав, що жорсткість таких конструкцій збільшилась на 17...99 %, а міцність на 40...97 % в залежності від типу, кількості та орієнтації підсилюючого матеріалу. Також дослідження було спрямоване на вивчення анкерування стрічок

FRP. В зразках, що випробовувались без анкерування, руйнування починалось із кінців стрічки, а не в зоні чистого згину, де діє максимальний момент. Тому було запропоновано три види анкерування: перший – це закріплення стрічки на кінцях скловолоконними кутиками, другий – обгортання пластин FRP навколо балки в кінцях, третій – продовження пластини до опори балки. Перші два види не дали бажаного результату, оскільки руйнування відбувалось за межами зони чистого згину. Третій метод забезпечив руйнування в зоні чистого згину та збільшив несучу здатність конструкції.

М.Е. Kaminska і R. Kotynia [62, 63, 64] займались вивченням ефективності анкерування за допомогою додатково наклеєних в приопорній зоні на нижній грані балки відрізків стрічок. Довжина стрічок анкерування змінювалась: 20 см, 35 см та 50 см. Було випробувано шість балок розміром 150×300×3000 мм, завантажених двома симетричними зосередженими силами. Балки були з трьома видами армування: 0,39 %, 0,56 %, та 0,84 %. Балки з малим процентом армування руйнувались за рахунок відшарування стрічки, що розпочиналось з її кінця та прямувало до середини. Таке відшарування проходило вибухоподібно і дуже швидко. За другою схемою руйнування відбувалось у зворотньому напрямку – від центру до опори, починаючи із утворення горизонтальної тріщини в захисному шарі. Деформації стрічки перед руйнуванням у всіх випадках становили 500×10^{-5} .

Результати багатьох досліджень по підсиленню залізобетонних конструкцій композитними матеріалами, проведених в Європі, зведені в технічний звіт fib [61]. В даному документі наведені рекомендації щодо конструювання, розрахунку та проведення робіт по підсиленню. В звіті наведені графіки деформування композитів на основі різних волокон: вуглецевих, арамідних та скляних, а також коефіцієнти надійності для цих матеріалів. Прийняті граничні деформації для бетону 350×10^{-5} , для композитної стрічки 500×10^{-5} (якщо клас бетону C35/45 і нище) та 750×10^{-5} (якщо клас бетону вище C35/45), для арматури відповідно 430×10^{-5} та 650×10^{-5} .

Даний документ розглядає два види руйнування конструкцій: перший вид руйнування розглядається, коли підсилення та підсилений елемент працюють

спільно і руйнування настає внаслідок руйнування бетону, або розриву стрічки, другий вид руйнування полягає у порушенні спільної роботи конструкції та підсилення, що є недопустимим.

Тому методика розрахунку за fib [61] полягає у перевірці анкерування та обмеження розтягу, розрахунку міцності на розтяг і перевірці кінцевого зчеплення між композитною стрічкою та бетоном.

На сьогоднішній день в світі продовжується вивчення більш складних станів роботи підсилених конструкцій. Так, наприклад, R. Al-Mahaidi та A. Hii [60] займались дослідженням міцності на кручення залізобетонних балок коробчатого перерізу, підсилені наклеєними композитними матеріалами у вигляді стрічок CFRP. Особливістю їхнього експерименту було те, що в ході досліджень за допомогою фотограметрів фіксувалося відшарування зовнішнього армування перед моментом руйнування конструкцій, що дало змогу чітко описати цей процес. Автори зазначають, що в теперішній час необхідно швидко і дешево виконувати ремонт об'єктів інфраструктури, особливо мостів. А полімер, підсилений волокнами, є багатообіцяючим матеріалом в якості зовнішнього армування для підвищення міцності залізобетонних елементів на згин і зріз. Щоправда, на сьогоднішній день мало приділено уваги питанням підвищення міцності на кручення та іншим складним станам роботи.

Дослідженням підсилення розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів займалися ряд вітчизняних науковців: В.Г. Кваша, М.Д. Климпуш, І.В. Мельник, А.Я. Мурин, Р.З. Добрянським, В.М. Барабаш та ін.

В.Г. Кваша [28, 29, 30] розробив методику розрахунку міцності нормальних перерізів підсилених наклеєними композитними стрічками балок на основі нелінійної деформаційної моделі. Дана методика була підтверджена рядом як лабораторних експериментальних досліджень (дослідження проведені в ГНДЛ-88), так і при підсиленні натурних конструкцій.

Під керівництвом Кваші В.Г. виконано лабораторні дослідження підсилених вуглепластиками таврових мостових балок за ТП Вип. 56 на моделях та двох натурних балках, які випробовувались на дію однократного та багатоциклового

навантаження. Автор займався підсиленням існуючого моста через р. Прут в с. Заріччя Івано-Франківської області. Складність реконструкції даного моста полягала у тому, що разом із підсиленням несучих конструкцій, потрібно було розширити прольотну будову монолітною залізобетонною накладною плитою з консолями [28]. Проведено статичні випробування моста до та після підсилення, що дали можливість встановити дійсний розподіл зусиль від тимчасового навантаження між балками, ефект включення в спільну роботу з існуючими балками накладної плити та перевірити несучу здатності нормальних перерізів підсилених конструкцій прольотної будови.

Автором також запропоновано цілий ряд конструктивних рішень реконструкції струнобетонних прольотних будов, зокрема розширення прольотних будов залізобетонною накладною плитою та підсилення балок замоноліченими між ними армованими вставками і зміною їх статичної схеми з розрізної в нерозрізну [29].

І.В. Мельником та А.Я. Муриним [41, 42, 43] проведено теоретично-експериментальне дослідження впливу параметрів підсилення на міцність, деформативність та тріщиностійкість балкових елементів. Проведено пошук оптимального відсотка армування залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою.

1.3 Мета та задачі досліджень

Проаналізувавши стан питання підсилення згинальних залізобетонних елементів в розтягнутій зоні перерізу, за мету досліджень прийнято: встановити вплив підсилення композитними матеріалами нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів в розтягнутій зоні при дії на них одноразового статичного навантаження.

Для досягнення поставленої мети в роботі передбачено вирішити такі задачі:

- проаналізувати експериментальні дані досліджень згинальних залізобетонних елементів до та після їх підсилення композитними матеріалами при дії на них одноразового статичного навантаження;

- встановити дійсний напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів до та після їх підсилення композитними матеріалами при дії на них одноразового статичного навантаження;

- визначити ефект від підсилення згинальних залізобетонних елементів при дії на них одноразового статичного навантаження

Висновки до розділу 1

1. На сьогоднішній день існує велика кількість різних методів підсилення згинальних залізобетонних елементів розроблених та досліджених науковцями зі всього світу. Кожний із цих способів відновлення несучої здатності залізобетонних конструкцій є особливим і має як свої переваги так і недоліки. В останній час в Україні почали широко застосовуватись, у якості підсилення нормальних перерізів, композитні матеріали на основі вуглецевих волокон. Незважаючи на їх значну собівартість, інтерес серед науковців та будівельників до них тільки зростає, це насамперед пов'язано із практично повною відсутністю витрат в ході експлуатації таких конструкцій.

РОЗДІЛ 2

ПРОГРАМА І МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1 Програма експериментальних досліджень

Дані теоретичні дослідження проведені за результатами попередньо проведених експериментальних досліджень. Експериментальні дослідження проведені Конончуком О.П. на базі лабораторії кафедри інженерних конструкцій в Національному університеті водного господарства та природокористування (м. Рівне) [8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 34, 35, 36, 37].

В експериментальних дослідженнях було виготовлено чотири дослідні балки. Одночасно із дослідженням балок для визначення міцнісних і деформативних характеристик матеріалів випробовувались зразки 18-ти бетонних призм та 18-ти бетонних кубів, а також чотири арматурні відрізки. Обсяг експериментальних досліджень наведено у табл. 2.1.

В програмі експериментальних досліджень прийняті такі умовні позначення маркування балок: Б – балка; друга літера вказує на вид навантаження (О – однократне); цифра після "-" вказує номер балки випробуваної при даному навантаженні; П1 – балка підсилена композитною стрічкою Sika CarboDur S-512; П2 – балка підсилена композитним полотном Sika Wrap.

2.2 Матеріали та конструкція дослідних зразків

Для експериментальних досліджень виготовлено залізобетонні балки із номінальними розмірами 100×160×2000 мм. Дослідні зразки армувались таким чином, щоб запобігти виникненню похилих тріщин та забезпечити мінімальне армування нормальних перерізів.

Таблиця 2.1 Програма та обсяг експериментальних досліджень

Характеристика і розміри зразків (мм)	Маркування балок	К-сть зразків	Предмет дослідження
Залізобетонні балки 100×160×2000	БО-1	1	Несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість нормальних перерізів балок за дії однократного навантаження
	БО-2	1	
Підсилені залізобетонні балки 100×160×2000	БО-1(П2)	1	Несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість нормальних перерізів підсилених балок, що до підсилення експлуатувались, за дії однократного навантаження
	БО-2(П1)	1	
	П1	1	Несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість нормальних перерізів підсилених балок, що до підсилення не експлуатувались, за дії однократного навантаження
	П2	1	
Бетонні призми 150×150×600		18	Призмova міцність і деформативні характеристики бетону у віці 28 діб та протягом випробування балок
Бетонні куби 150×150×150		18	Кубова міцність бетону у віці 28 діб та протягом випробування балок

Усі балки заармовані поздовжньою робочою стержневою арматурою 2Ø10 А 500С та поперечною арматурою Ø6 А 240С, яка встановлювалась з кроком 50 мм, крім зони чистого згину. Верхня монтажна арматура із дроту Ø4 Вр-І. Зварювання арматури у просторовий каркас відбувалося за допомогою точкової зварки. Схему армування балок представлено на рис. 2.1.

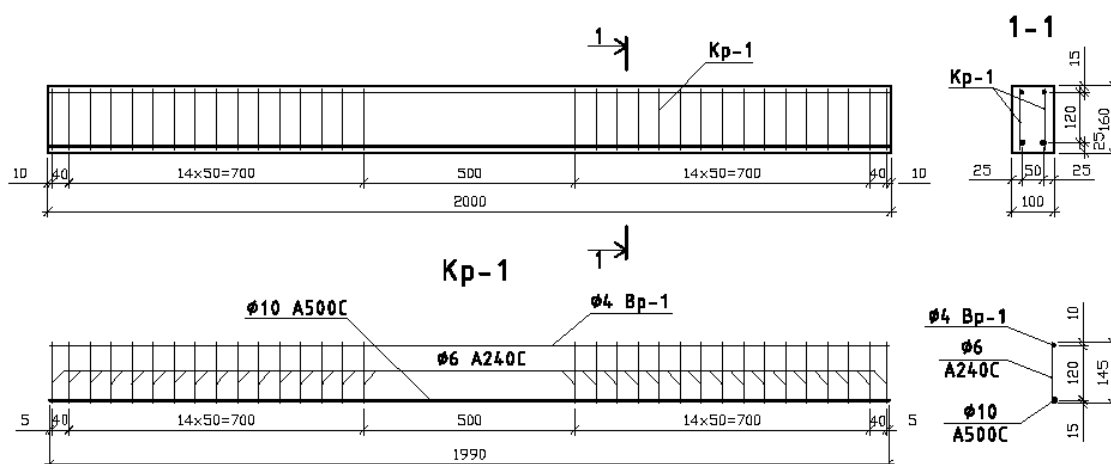


Рисунок 2.1 Конструкція та схема армування дослідних балок

Механічні характеристики арматури визначали експериментальним шляхом за методикою наведеною в [52]. Для досліджень відібрано чотири стержні довжиною 40 см з тієї ж арматури, що була використана в армуванні дослідних зразків. Випробування проводились в розривній машині УИМ 50 (шкала вимірювань 100 – 500 кН). Навантаження прикладалось ступенями з витримкою для зняття відліків по приладах. Під час випробовувань деформації арматури вимірювали тензометром Гугенбергера з ціною поділок 0,001 мм на базі 20 мм та двома тензодатчиками (рис. 2.2). Початок межі текучості фіксувався за допомогою тензометра, про що свідчив приріст деформацій арматурного стержня в той час, коли стрілка на шкалі преса вказувала на однаковий рівень навантаження. Межа міцності визначалась безпосередньо в момент розриву зразка.

В результаті випробовувань встановлені характеристики робочої арматури: межа текучості $f_{yd} = 517,2$ МПа; межа міцності $f_u = 601,3$ МПа; модуль пружності $E_s = 20,5 \times 10^4$ МПа; максимальні деформації, які відповідають межі текучості f_{yd} – $\varepsilon_{yd} = 242,7 \times 10^{-5}$.



Рисунок 2.2 Випробування арматурних зразків

Для виготовлення дослідних зразків використовували важкий бетон класу С20/25 заводського виготовлення. Бетонування відбувалось в науково-дослідній лабораторії кафедри інженерних конструкцій Національного університету водного господарства та природокористування. Механічні характеристики бетону (кубова і призмova міцність) визначались за стандартними методиками [3, 4]. У віці 28 діб при одноразовому монотонному навантаженні на гідравлічному пресі П-250 (з ціною поділки 2,5 кН) було встановлено, що призмova міцність становить $f_{cd} = 18,7$ МПа, а кубова міцність – $f_{ck,cube} = 20,56$ МПа.

Випробування кубів та призм відбувалось на всій тривалості експерименту у віці бетону: 55 діб (початок випробування балок без підсилення); 216 діб (кінець випробування балок без підсилення); 336 діб (початок випробування балок з підсиленням); 442 доби (середина випробування балок з підсиленням); 498 діб (кінець випробування балок з підсиленням). Навантаження призм здійснювали ступенями, величина яких приймалася рівною 8...10 % від очікуваного руйнівного навантаження. На кожному ступені прикладеного зусилля робилися витримки протягом п'яти хвилин для зняття відліків та стабілізації деформацій. Під час випробування призм поздовжні деформації бетону на кожному ступені навантаження фіксувались індикаторами годинникового типу 2 МИГ (з ціною поділки 0,002 мм та базою вимірювання 400 мм), які були розташовані на чотирьох гранях і кріпились до тіла призми спеціальними утримуючими рамками за допомогою розпірних гвинтів.

За результатами випробування призм побудовано діаграми деформування бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$ (рис. 2.3). Бетон на час випробування балок без підсилення (55 – 216 діб) мав наступні характеристики: $f_{cd} = 21,69$ МПа, $f_{ck,cube} = 26,29$ МПа, $E_d = 27,3 \times 10^3$ МПа. Після підсилення (336 – 498 діб) характеристики бетону дещо змінились: $f_{cd} = 24,31$ МПа, $f_{ck,cube} = 29,53$ МПа, $E_d = 23,95 \times 10^3$ МПа. Початковий модуль пружності бетону E_d визначався при рівні навантаження 30 % від руйнівного.

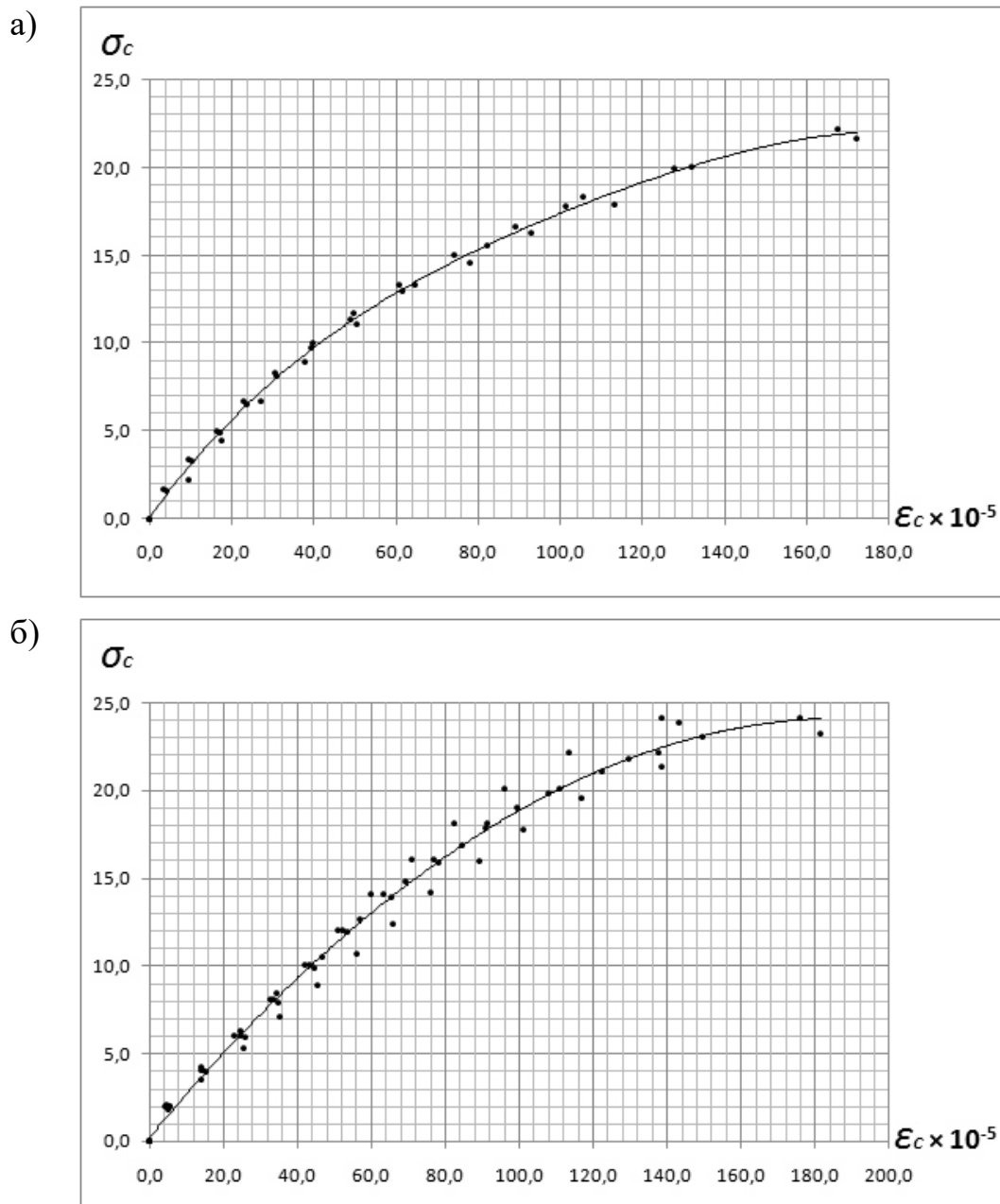


Рисунок 2.3 Діаграма деформування бетону на стиск: а) – у віці 55 – 216 діб; б) – у віці 336 – 498 діб

Для дослідження роботи підсилених залізобетонних балок в умовах одноразових навантажень було використано матеріалами фірми Sika. Після попереднього випробування восьми дослідних зразків вони були підсилені за двома схемами (рис. 2.4). За першою схемою балки підсилювались композитною стрічкою Sika CarboDur S-512, яка приклеювалась в нижній розтягнутій зоні конструкції по всій довжині прольоту та анкетувалась на припорних ділянках однонаправленим полотном Sika Wrap. За другою схемою – однонаправленим полотном Sika Wrap, яке наклеювалось по всій довжині прольоту балки у вигляді

П-подібної обойми. Приклеювання підсилюючих матеріалів відбувалось за допомогою двохкомпонентних клеїв: для стрічки використовувався Sikadur-30, а для полотна – Sikadur-330.

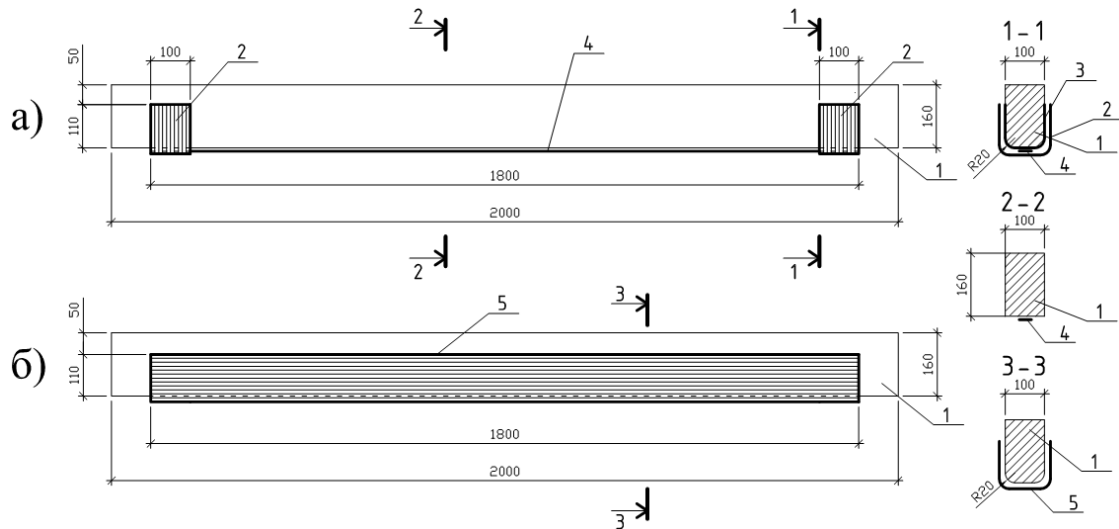


Рисунок 2.4 Конструкція підсилення дослідних балок: а) – підсилення стрічкою Sika CarboDur S-512; б) – підсилення полотном Sika Wrap;

1 – дослідна балка; 2 – верхній шар анкерування із полотна Sika Wrap; 3 – нижній шар анкерування із полотна Sika Wrap; 4 – стрічка Sika CarboDur S-512; 5 – П-подібна обойма із полотна Sika Wrap

Разом із матеріалами для підсилення, фірмою надана технічна документація [53, 54, 55, 56], де наведені їх фізико-механічні характеристики.

2.3 Методика підсилення дослідних зразків

До того, як розпочати підсилення, необхідно було підготувати дослідні балки. Даний процес включав в себе зачистку поверхні бетону у тих місцях, де повинен приклеюватись матеріал підсилення. Зачистка полягала в знятті верхнього шару бетону (цементного молочка). Виконувались роботи механічним способом за допомогою фрези з алмазним покриттям відповідно до вимог [53, 54] (див. рис. 2.5). На двох нижніх ребрах в місцях, де грань дослідного зразка повинна обвиватись полотном Sika Wrap, виконувалась фаска радіусом 2 см, щоб запобігти розриву волокон підсилення у процесі навантаження (рис. 2.5).

Підсилення дослідних зразків виконувалось спеціалістами фірми Sika з чітким дотриманням технології. Роботи розпочинались із підготовки поверхні

балок (очищення від пилу) та підсилюючих матеріалів (нарізка матеріалів підсилення необхідних розмірів і форми). Після цього виконувалось обезжирення матеріалів підсилення (в технології цей процес називається "активація") спеціальним розчином Sika Colma Reiniger.



Рисунок 2.5 Підготовка дослідних зразків до підсилення

Наступним етапом було приготування клеючої суміші кількома порціями відповідно до [55, 56]. На електронних вагах точно відмірювалася вага кожного із компонентів клею, після чого механічним способом проводилось його змішування на протязі фіксованого часу, що встановлюється технологією. Для наклеювання полотна Sika Wrap використовувався двохкомпонентний клей Sikadur 330, а для наклеювання стрічки Sika CarboDur S-512 – Sikadur 30, приготування яких виконувалось змішуванням двох компонентів "А" (клей) і "В" (затверджувач).

Приготувавши клей Sikadur 330, проводилось його нанесення на поверхню балок тонким шаром за допомогою кісточки таким чином, щоб заповнити всі пори та згладити можливі нерівності. Після цього приклеювалось полотно. Щоб його розпрямити та притиснути до поверхні конструкції, використовувався спеціальний валик, з невеликими зубцями, яким проходили всю поверхню полотна (рис. 2.6). Спеціальна форма даного валика дозволяє розпрямити, натягнути полотно, а саме головне витиснути залишок клею на зовні через

волокна матеріалу. Після повного просочення тканини, виконувалось нанесення ще одного шару по поверхні полотна, щоб воно повністю покрилося шаром клею.



Рисунок 2.6 Підсилення дослідного зразка полотном Sika Wrap

Підсилення інших балок розпочиналось також із наклеювання полотна Sika Wrap на приопорних анкерних ділянках, яке клеїлось під стрічку Sika CarboDur S-512.

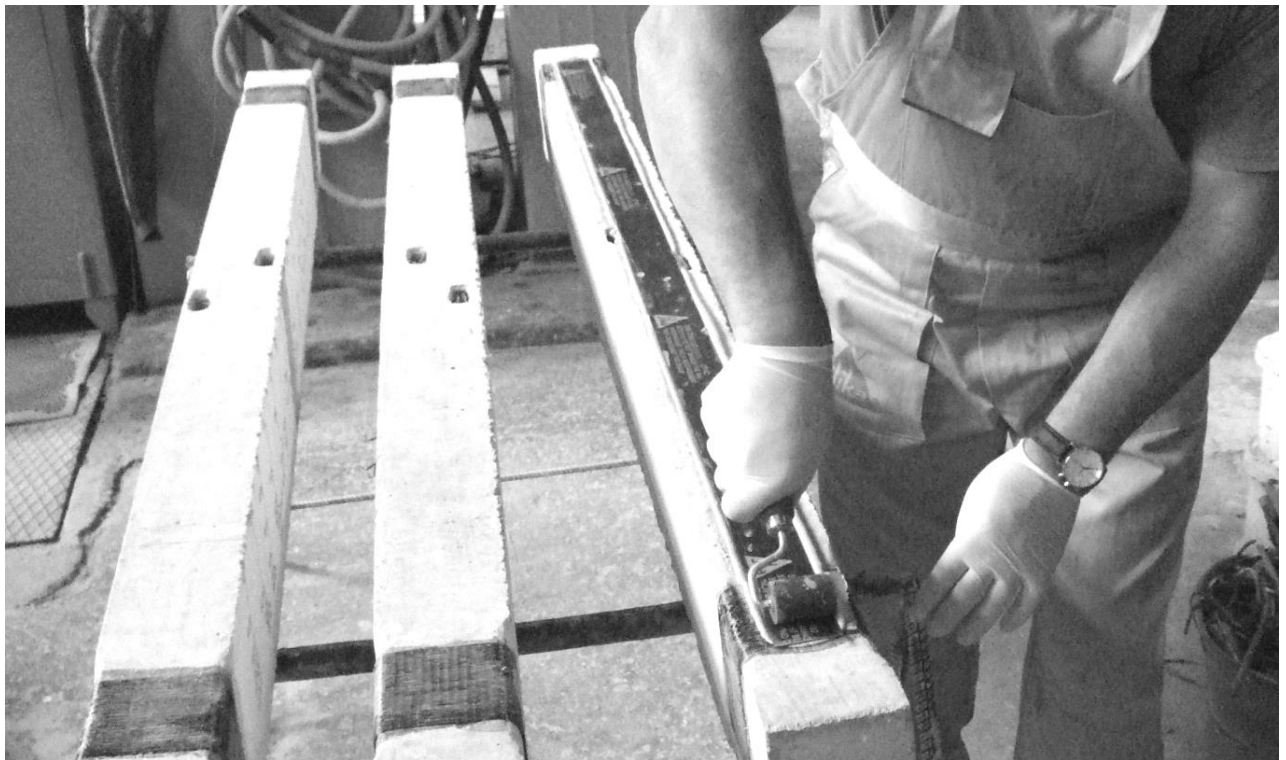
Приготувавши двохкомпонентний клей Sikadur 30, виконувалось його нанесення на поверхню стрічки у вигляді трапеції за допомогою спеціального шпателя. Таке нанесення зумовлене технологією для забезпечення видавлювання повітря при притисканні стрічки до поверхні балки. Кількість клею, що наносилась на стрічку, дає змогу заповнити всі ті пори та нерівності, які залишились на підготовленій поверхні. Після приклеювання стрічки вона притискалася до поверхні зразка спеціальним валиком із гумовим покриттям для того, щоб витиснути надлишок клею, який видалявся за допомогою шпателя. Після завершення приклеювання стрічки на анкерних ділянках наносився шар клею Sikadur 330 та наклеювався ще один шар полотна Sika Wrap по вище наведеній технології (рис. 2.7).



а



б



в

Рисунок 2.7 Підсилення дослідного зразка стрічкою Sika CarboDur S-512: а – приклеювання нижнього шару полотна анкерування; б – приклеювання верхнього шару полотна анкерування; в – видавлювання зайвого клею, при наклеїці стрічки

Після закінчення підсилення балки складувалися в сухому місці лабораторії, де при температурі 23 °С проходило твердіння клею протягом семи днів, що передбачено технологією.

2.4 Методика проведення досліджень експериментальних балок та конструкція дослідної установки

Для експериментальних досліджень нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів була спеціально розроблена та виготовлена дослідна установка (рис. 2.8). Дана установка дає можливість вільного доступу до всього тіла дослідного зразка, що дозволяє вимірювати тріщини в процесі випробувань в будь-якому місці.

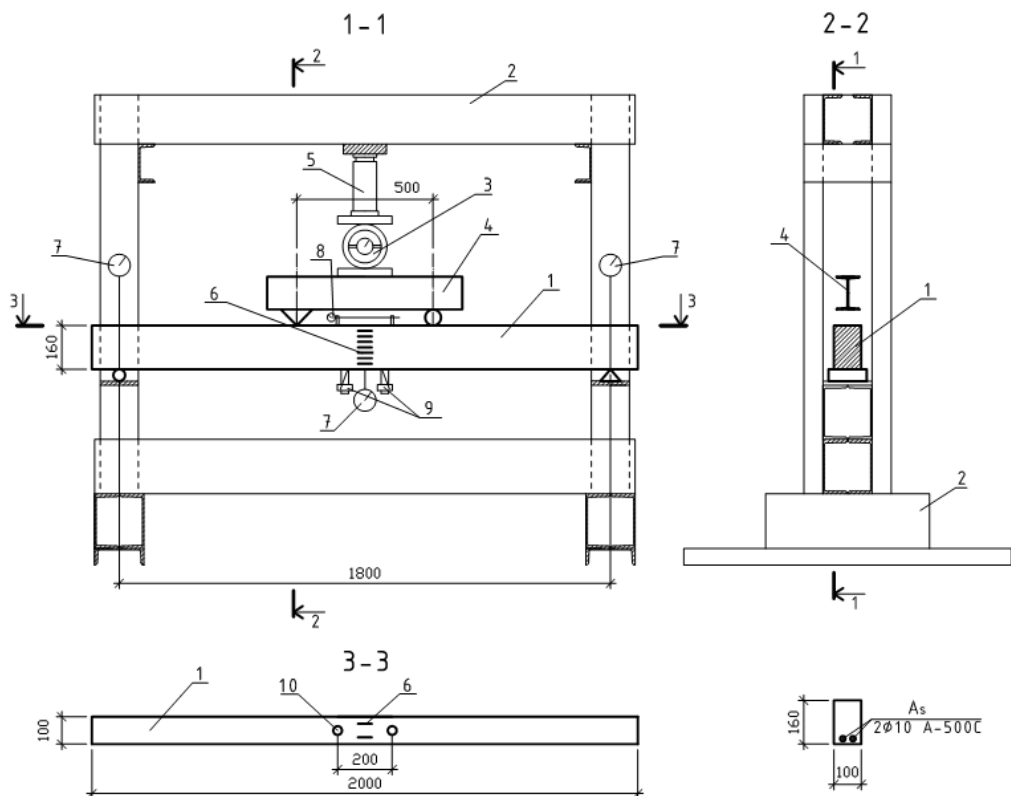


Рисунок 2.8 Схема дослідної установки та розташування приладів на балці випробуваній до підсилення: 1 – дослідна балка; 2 – дослідна установка; 3 – кільцевий динамометр; 4 – траверса дослідної установки; 5 – домкрат; 6 – електротензодатчики; 7 – прогиномір; 8 – індикатор годинникового типу; 9 – тензометр Гугенбергера; 10 – тримачі

Прийнята статична схема однопролітної вільно обпертої балки на двох опорах прольотом 1800 мм завантаженої двома симетрично зосередженими силами, відстань між якими 500 мм. Зусилля створювалося за рахунок домкрата, навантаження фіксувалося кільцевим динамометром.

Всі вимірювання проводились двома видами приладів: механічними та тензометричними, які дублювали один-одного. При обробці експериментальних даних використовувались дані по механічним приладам.

В ході випробувань балок без підсилення вимірювали деформації найбільш стиснутих фібр бетону (індикатором годинникового типу 2 МИГ на базі 200 мм та електротензодатчиками з базою 50 мм), розтягнутої арматури (двома тензографами Гугенбергера та електротензодатчиками з базою 20 мм, які приклеювались до арматури перед бетонуванням зразків), зміна деформацій по висоті нормального перерізу балки (електротензодатчиками з базою 50 мм розташованими на боковій поверхні з кроком 20 мм, які дублюються з двох сторін). Прогин визначався прогиноміром Аістова-Овчиннікова 6ПАО, який розташовувався по центру балки та на опорах. Тріщини фіксувались візуально, за допомогою мікроскопа МПБ-3 з ціною поділки 0,02 мм.

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

Навантаження зразків здійснювалося ступенями, величина яких складала 8 – 10 % від теоретично розрахованої несучої здатності. Після прикладання кожного ступеня навантаження робилися витримки на протязі 7 – 10 хвилин, щоб зняти покази приладів, здійснити зовнішній огляд поверхні зразка, зафіксувати розвиток та зміну ширини розкриття тріщин тощо.

Після проведення підсилення всіх попередньо випробуваних балок та двох, що не випробувались (П1, П2), чотири підсилені балки (БО-1(П2), БО-2(П1), П1, П2) досліджувались при одноразовому статичному навантаженні з доведенням їх до руйнування. Навантаження зразків здійснювалося ступенями. Величина ступеню навантаження прийнята така ж, що і для непідсилених балок. В подальшому це дало змогу порівняти роботу підсилених і непідсилених конструкцій при однаковому навантаженні.

Для того, щоб дослідити роботу підсилення та його анкерування на підсилені дослідні зразки було змонтовано додаткові приладів, що наведені на рис. 2.9 та 2.10.

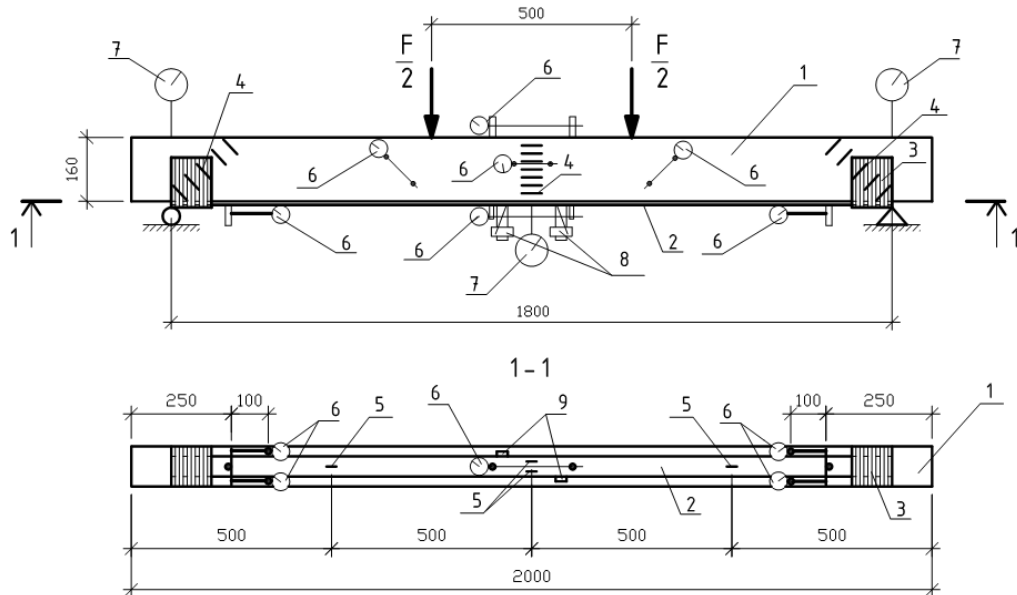


Рисунок 2.9 Схема розташування приладів на балці підсиленій композитною стрічкою: 1 – дослідна балка; 2 – стрічка Sika Carbodur S-512; 3 – анкерування з полотна Sika Wrap; 4 – електротензодатчики з базою 50 мм; 5 – електротензодатчики з базою 20 мм; 6 – індикатор годинникового типу; 7 – прогиномір; 8 – тензометр Гугенбергера; 9 – отвори в бетоні, для влаштування тензометрів

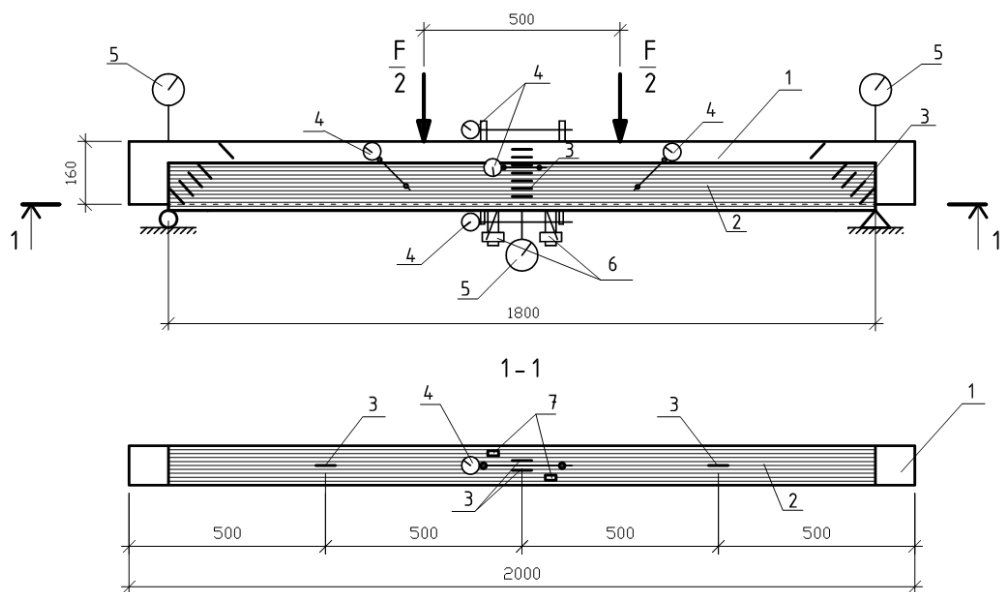


Рисунок 2.10 Схема розташування приладів на балці підсиленій композитним полотном: 1 – дослідна балка; 2 – полотно Sika Wrap; 3 – електротензодатчики з базою 50 мм; 4 – індикатор годинникового типу; 5 – прогиномір; 6 – тензометр Гугенбергера; 7 – отвори в бетоні, для влаштування тензометрів

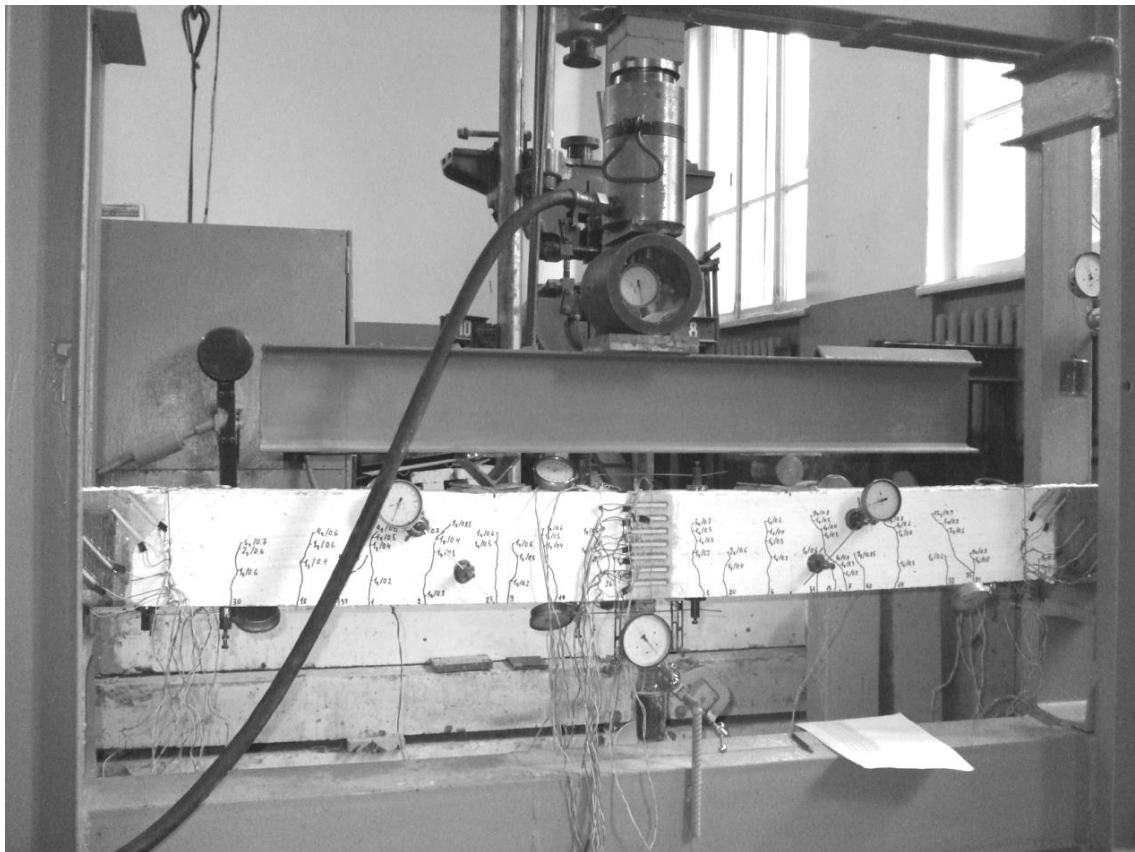


Рисунок 2.11 Розміщення приладів на балці підсиленій стрічкою

Висновки до розділу 2

1. Програма та методика експериментальних досліджень, що була використана, забезпечила отримання нових даних про особливості роботи згинальних залізобетонних елементів до та після їх підсилення композитними матеріалами в розтягнутій зоні, що зазнали впливу одноразових навантажень.
2. Встановлені фактичні фізико-механічні характеристики арматури та бетону, які використані при виготовленні дослідних балок, дають можливість оцінити їх реальний напружено-деформований стан.

РОЗДІЛ 3

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ДО ТА ПІСЛЯ ЇХ ПІДСИЛЕННЯ КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ

3.1 Характер руйнування, експериментальна та розрахункова несуча здатність нормальних перерізів

Всі дослідні зразки без підсилення були запроєктовані таким чином, щоб їх руйнування відбувалося за нормальними перерізами від дії згинального моменту.

Балки БО-1 та БО-2 (без підсилення), що випробовувались однократним навантаженням, доводились до граничного навантаження, за якого їх подальша нормальна експлуатація була б неможливою. Величини цих експериментальних навантажень наведено в таблиці 3.1.

Відповідно до прийнятої методики досліджень за граничне експлуатаційне навантаження в непідсиленних балках бралось навантаження, при якому ширина розкриття тріщин перевищувала величину 0,4 мм, або відносний прогин був більшим за 1/150 (1,2 см для дослідних зразків). В балці БО-1 на останньому ступені завантаження ширина розкриття тріщин сягала 0,8 мм, а прогин, при цьому склав 1/127. В балці БО-2 – ширина розкриття тріщин була 0,6 мм, а прогин – 1/146. Балки досягли граничного експлуатаційного стану за обома параметрами. Слід зауважити, що в дослідних зразках на передостанньому ступені навантаження ширина розкриття тріщин та величина прогину були в допустимих межах, а при подальшому навантаженні почали стрімко зростати. Це пояснюється тим, що на останньому ступені арматура досягла напруження, близького до межі текучості. Значний приріст деформацій спостерігався і в крайній стиснутій фібрі бетону, але вони не досягали граничних значень.

Система підсилення дослідних зразків проектувалась з умови рівномірності стиснутої та розтягнутої зони поперечного перерізу. Всі підсилені балки

доводились до повного їх руйнування, навіть після досягнення граничного експлуатаційного навантаження.

Зразки БО-2(П1) та П1, що підсилені стрічкою, руйнувались наступним чином: при досягненні граничного навантаження відбувався відрив стрічки на ділянці між точкою прикладання сили та опорою. В результаті чого стрімко ріс прогин та розвивались тріщини, що супроводжувалось виколюванням стиснутої зони бетону. При цьому система анкерування продовжувала утримувати стрічку. При подальшому навантаженні відбувався розрив волокон анкерування по грані стрічки (див. рис. 3.1).



Рисунок 3.1 Руйнування волокон системи анкерування

Саме такий процес руйнування згинальних залізобетонних елементів, підсилених композитними матеріалами в розтягнутій зоні, коли стрічка анкерувалась на приопорних ділянках, був описаний польськими науковцями М.Е. Kaminska та R. Kotynia в своїх працях [62, 63, 64]. Автори стверджують, що максимально допустимі деформації в композитній стрічці сягають 500×10^{-5} .

Балки БО-1(П2) та П2, що підсилені полотном, руйнувались таким чином: при граничному навантаженні почали розриватись найбільш розтягнуті волокна підсилення, що знаходились на нижній грані по середині прольоту балки. Це супроводжувалось виколюванням стиснутої зони бетону. При подальшому навантаженні почали розриватись волокна, що знаходились на бічній поверхні.

При цьому з'являлись горизонтальні тріщини на рівні розтягнутої арматури, що приводило до відшарування бетону.

Виконавши розрахунок непідсилених та підсилених залізобетонних балок за СНиП 2.03.01-84*, ДСТУ Б В.2.6-156:2010, СП 52-101-2003, рекомендаціями Мурина А.Я., отримані результати, що представлені в табл. 3.2, які можна порівняти з експериментальними даними в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 Згинальні моменти, при яких балки досягли граничних станів

Назва дослідної балки		Непідсилені		Підсилені стрічкою		Підсилені полотном		
		БО-1	БО-2	БО-2(П1)	П1	БО-1(П2)	П2	
Згинальні моменти, кН×м	I гр.гр.ст.	-	-	18,53	19,87	15,63	14,85	
	II гр.гр.ст.	w, мм	10,24 (0,8)*	10,24 (0,6)*	12,09 (0,44)*	18,14 (0,44)*	-	-
		f, см	10,24 (1,42)*	10,24 (1,24)*	17,13 (1,27)*	16,12 (1,23)*	14,07 (1,3)*	13,78 (1,32)*

* – величини тріщин і прогинів, при зазначеному згинальному моменті.

Таблиця 3.2 Розрахункові згинальні моменти

Дослідні балки	Розраховані за СНиП 2.03.01-84*, кН×м			Розраховані за ДСТУ Б В.2.6-156:2010, кН×м			Розраховані за СП 52-101-2003, кН×м			Розраховані за рекомендаціями Мурина А.Я., кН×м		
	I гр.гр.ст.	II гр.гр.ст.		I гр.гр.ст.	II гр.гр.ст.		I гр.гр.ст.	II гр.гр.ст.		I гр.гр.ст.	II гр.гр.ст.	
		w=0,4 мм	f=1,2 см		w	f		w=0,4 мм	f=1,2 см		w=0,4 мм	f=1,2 см
Непідсилені	9,5	16,54	15,25	13,9	5,1 мм"	0,072 см"	9,5	11,7	11,0	-	-	-
Підсилені стрічкою	15,6	27,8	29,51	18,2	2,27 мм"	0,088 см"	15,6	31,8	18,3	15,6	9,35	26,6
Підсилені полотном	12,3	20,35	17,99	15,7	3,26 мм"	0,085 см"	12,3	20,2	13,7	12,3	12,86	18,84

" – величини тріщин та прогинів, обчислені при максимальній несучій здатності балки, коли ε_{cu1} , ε_{c1} – максимальні.

Розрахунок виконувався за двома групами граничних станів. Оскільки непідсилені дослідні зразки до руйнування не доводились, то порівняння з

експериментальними даними можна провести лише за моментами II гр. гр. ст. M_{SLS} . Найближчі результати до експериментальних значень показав розрахунок проведений за СП 52-101-2003: відхилення теоретичних даних від експериментальних – 12,5 – 16,7 %.

Розбіжність між теоретичними моментами за II гр. гр. ст., визначеними за СНиП 2.03.01-84* та експериментальними як в непідсилених, так і в підсилених балках, є досить суттєвою.

Розрахунок за II гр. гр. ст. по ДСТУ Б В.2.6-156:2010 не дав бажаного результату, як для підсилених, так і для не підсилених балок. В таблиці 3.2 наведені величини тріщин та прогинів в балках, обчислені при максимальному згинальному моменті за I гр. гр. ст., коли повністю використаний ресурс стиснутого бетону. Розрахунки за II гр. гр. ст. в чинних нормах очевидно містять неточності.

Адаптований розрахунок СП 52-101-2003 підсилених композитними матеріалами згинальних залізобетонних елементів за II гр. гр. ст. по жорсткості дає задовільні результати, які близькі до експериментальних даних, а розрахунок за розкриттям тріщин показує значну розбіжність.

При розрахунку балок підсилених стрічкою та полотном за I гр. гр. ст., найкращий результат показав адаптований розрахунок за ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Розбіжність між максимальними теоретичними та експериментальними згинальними моментами – 0,3 – 9,4 %.

Розрахунок за рекомендаціями Мурин А.Я. по прогинах – завищує несучу здатність, а за тріщинами – занижує у порівнянні з експериментальними даними.

У табл. 3.3 наведено збільшення несучої здатності балок після їх підсилення відносно непідсилених зразків, визначене за значеннями граничного експлуатаційного моменту M_{SLS}^{exp} . Крім цього, в даній таблиці наведено максимальне значення згинального моменту M_{ULS}^{exp} , що витримали зразки.

Таблиця 3.3 Збільшення несучої здатності балок після їх підсилення, випробуваних однократним навантаженням

Назва балки	Площа поперечного перерізу елемента підсилення	Відсоток армування зовнішньою композитною арматурою	Експериментальний згинальний момент		Ефект підсилення
	$A_f, \text{см}^2$	$\mu_f, \%$	$M_{ULS}^{\text{exp}}, \text{кН}\times\text{м}$	$M_{SLS}^{\text{exp}}, \text{кН}\times\text{м}$	$\delta_{SLS}^{\text{exp}}, \%$
БО-1	-	-	-	10,24	-
БО-2	-	-	-	10,24	-
БО-2(П1)	0,6	0,414	18,53	12,09	18,1
П1	0,6	0,414	19,87	16,12	57,4
БО-1(П2)	3,0	2,069	15,63	14,07	37,4
П2	3,0	2,069	14,85	13,78	34,6

З табл. 3.3 видно, що ефект підсилення балок композитною стрічкою сягає 57 % в балці П1, що підсилювалась без попереднього випробування. Підсилення балки БО-2(П1) відбувалося за залишкової тріщини шириною 0,2 мм, що в кінцевому випадку і призвело до передчасного виходу конструкції з експлуатаційного стану через перевищення ширини розкриття тріщини за допустимої величини. При цьому момент руйнування обох балок є близьким.

Дослідні зразки БО-1(П2) та П2, що були підсилені полотном, показали збільшення несучої здатності балок після їх підсилення в межах 35 – 37 %, не зважаючи на те, що відсоток армування композитним полотном у порівнянні із стрічкою є в п'ять разів більшим. Це пояснюється тим, що стрічка знаходиться повністю в найбільш розтягнутій точці поперечного перерізу підсиленої балки. Натомість полотно рівномірно розподілене по всій розтягнутій поверхні дослідного зразка, що приводить до неповного його використання.

3.2 Напружено-деформований стан згинальних залізобетонних балок випробуваних при однократному навантаженні

Для того, щоб порівняти напружено-деформований стан балок до та після підсилення, а також виявити вплив історії навантаження конструкції до

підсилення на її подальшу роботу на рис. 3.2, 3.3 та 3.4 представлені зведені графіки. На графіках показано деформування крайньої стиснутої фібри бетону, розтягнутої арматури, елементу підсилення, а також зміна висоти стиснутої зони бетону в процесі навантаження балок БО-1, БО-2 до підсилення, БО-2(П1), БО-1(П2) після підсилення та підсилених балок П1, П2, що попередньо не випробовувались.

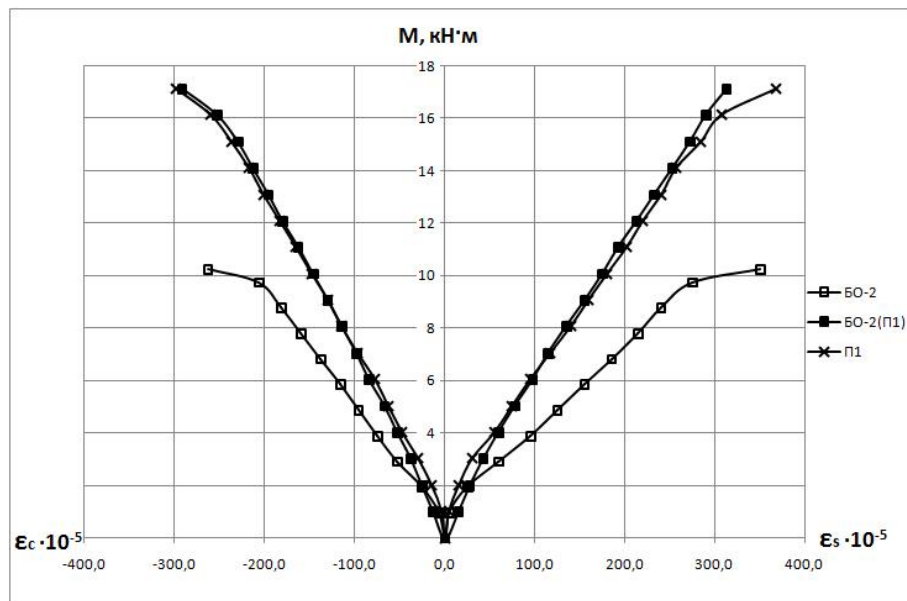
На рис. 3.2 представлені графіки залежності відносних деформацій крайніх стиснутих фібр бетону дослідних зразків від величини зовнішнього моменту для двох видів підсилення. Якщо порівняти ці два підсилення, то можна стверджувати, що балки підсилені композитною стрічкою є менш деформативними. Із зростанням навантаження криві деформування балки до підсилення стрічкою (БО-2) та після її підсилення (БО-2(П1)) розходяться. На останніх ступенях навантаження практично при одній і тій же величині моменту деформування стиснутого бетону підсиленого зразка приблизно в 1,6 рази менше. Якщо розглянути графіки деформування балки БО-1 до та після її підсилення полотном, то ми побачимо, що при навантаженні до моменту $9 \text{ кН}\times\text{м}$ лінії практично співпадають. Відхилення вітки відбувається лише на останньому ступені навантаження, коли арматура в непідсиленому зразку досягла межі текучості. Тобто, деформування бетону та внутрішньої сталеві арматури такого зразка до та після його підсилення композитним полотном є дуже близьким.

Також на увагу заслуговує той факт, що в обох видах підсилення робота балок з попереднім навантаженням та без нього практично не відрізняється. Криві деформування в підсилених стрічкою зразках повністю співпадають, а в тих, що підсилені полотном, лише відрізняються на незначну величину. Для прикладу розглянемо відносні деформації стиснутої зони бетону при величині моменту $12,09 \text{ кН}\times\text{м}$: в балці БО-1(П2) вони становили 209×10^{-5} , а в балці П2 – $232,5\times 10^{-5}$. Розбіжність складає 11 %.

Єдиною закономірністю, що характерно відрізняє роботу балок БО-2(П1) та П1 є перші два ступеня навантаження (до моменту $2 \text{ кН}\times\text{м}$), коли в зразках, що попередньо не були випробувані відбувається утворення тріщин, а в тих, що

випробовувались – розкриття існуючих. На графіку – це супроводжується вигином кривої деформування балки П1 та прямою лінією деформування балки БО-2(П1). При цьому в зразках підсилених полотном такого процесу не відбувається. Лінії деформування всіх трьох балок даного виду підсилення містять цю криволінійну ділянку. Це свідчить про те, що полотно не дозволяє розкриватись існуючим тріщинам в підсилених балках на початку роботи. Така ж ситуація спостерігається і в деформуванні внутрішньої робочої сталеві арматури.

а)



б)

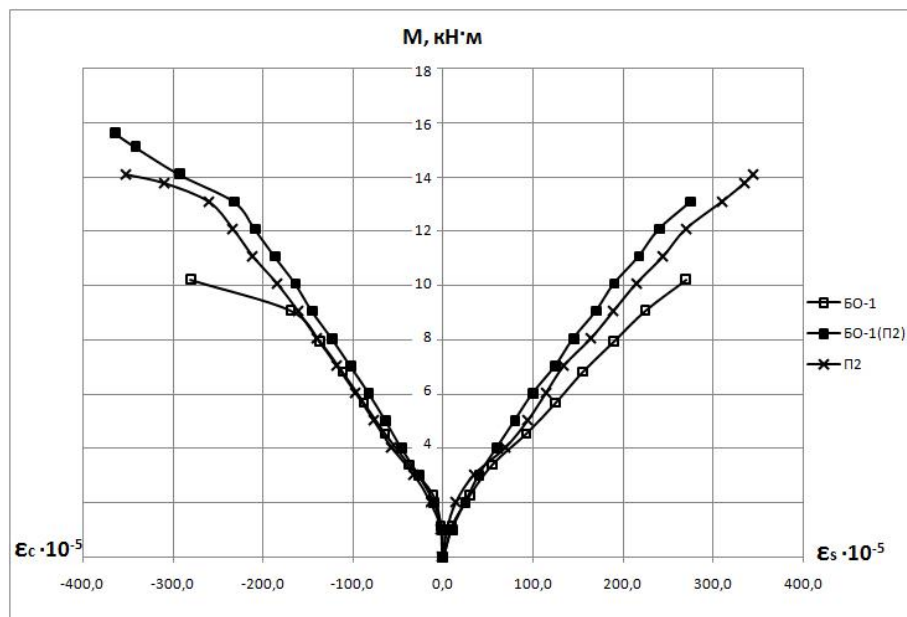
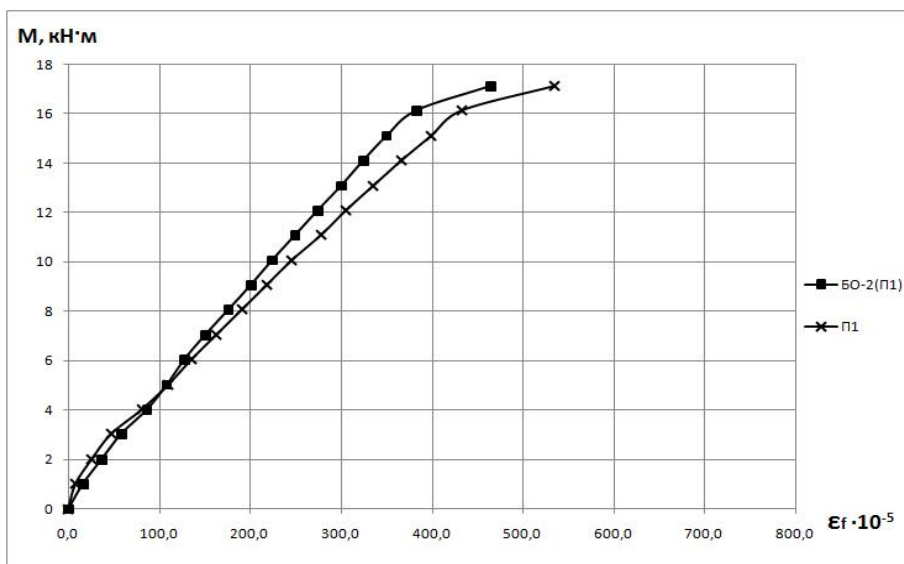


Рисунок 3.2 Деформування крайньої стиснутої фібри бетону та внутрішньої робочої сталеві арматури дослідних балок: а) – підсилених стрічкою; б) – підсилених полотном

З рис. 3.2 видно, що деформування внутрішньої сталеві арматури має такий самий характер, як і деформування стиснутого бетону. Якщо порівняти деформування зовнішньої композитної та внутрішньої сталеві арматури (рис. 3.2, 3.3), то можна побачити, що деформації композиту є дещо більшими ніж арматури, оскільки він розташований нижче, якщо розглянути поперечний переріз дослідної балки. При цьому максимальні деформації, що були зафіксовані в стрічці перед відривом її від тіла балки були в межах 500×10^{-5} . Це підтверджує теорію: що в розрахунках згинальних залізобетонних конструкцій, підсилених композитною стрічкою, без попереднього напруження, обмежується

а)



б)

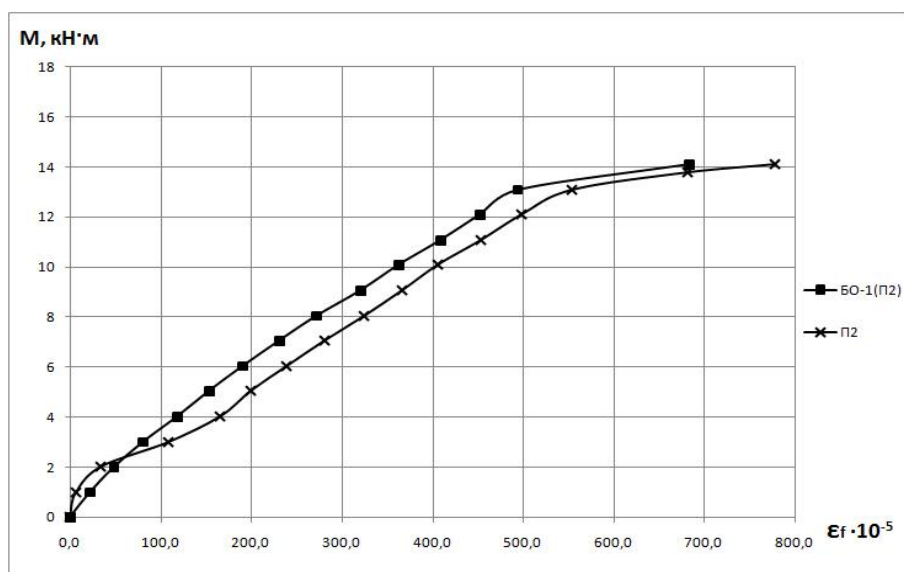


Рисунок 3.3 Деформування зовнішньої композитної арматури дослідних балок: а) – підсилених стрічкою; б) – підсилених полотном

використання стрічки максимальною деформацією 500×10^{-5} . Максимальні деформації в найбільш розтягнутих волокнах полотна перед їх розривом сягали 600×10^{-5} , а в деяких балках і значно більше. Варто зазначити, що зафіксовані нами максимальні деформації підсилення не є деформаціями, що відповідають моменту відриву стрічки від тіла балки чи розриву полотна підсилення.

За результатами експериментальних випробувань, досліджена така похідна характеристика напружено-деформованого стану, як висота стиснутої зони дослідних зразків (рис. 3.4). Якщо розглянути загальний характер її зміни в процесі навантаження, то з графіків видно, що на першому ступені навантаження балок БО-2, П1, БО-1 та П2 нейтральна лінія знаходилась в межах 65 – 80 мм. З подальшим навантаженням величина x зменшується і при моменті 2 – 3 кН×м, що відповідає моменту утворення тріщин – стабілізується. На останніх ступенях навантаження в непідсиленних балок спостерігається збільшення величини стиснутої зони, а в підсиленних навпаки – зменшення.

Висота стиснутої зони в балках БО-1 та БО-2 до та після їх підсилення, незначно змінюється, розбіжність на горизонтальних ділянках кривих лежить в межах 10 %. При цьому, в дослідних зразках підсиленних стрічкою є тенденція до її збільшення. Величина x під час випробування в балках БО-1(П2) та П2 практично збігається, а в балках БО-2(П1) та П1 – близька між собою.

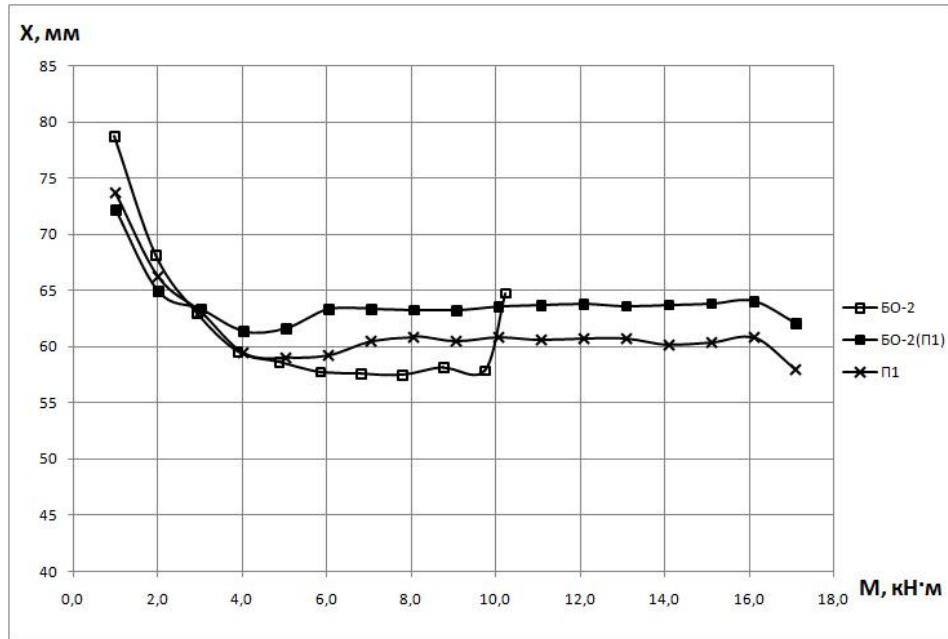
3.3 Деформативність експериментальних балок

На кожному ступені завантаження проводився контроль за прогинами на опорах та по середині прольоту дослідного зразка. Величини прогинів, що були зафіксовані на опорах, дозволили отримати чистий прогин середини експериментальної балки.

На рис. 3.5 наведено графіки зміни прогину в залежності від величини моменту зовнішнього навантаження. З даних графіків видно, що на перших ступенях навантаження прогин непідсиленних та підсиленних зразків близький між собою. Після того, як навантаження перевищило момент тріщиноутворення,

прогин непідсилених балок БО-1 та БО-2 починає зростати у порівнянні із підсиленими зразками. При цьому зберігається залежність між прогинами підсилених зразків, що попередньо не випробовувались та тими, що випробовувались. Їхні прогини є схожими.

а)



б)

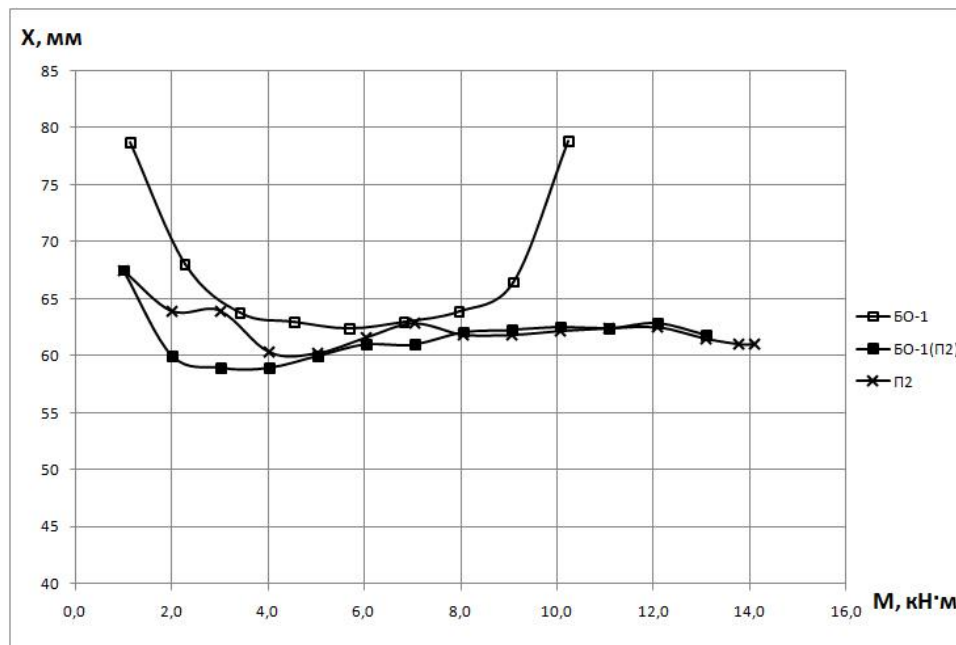
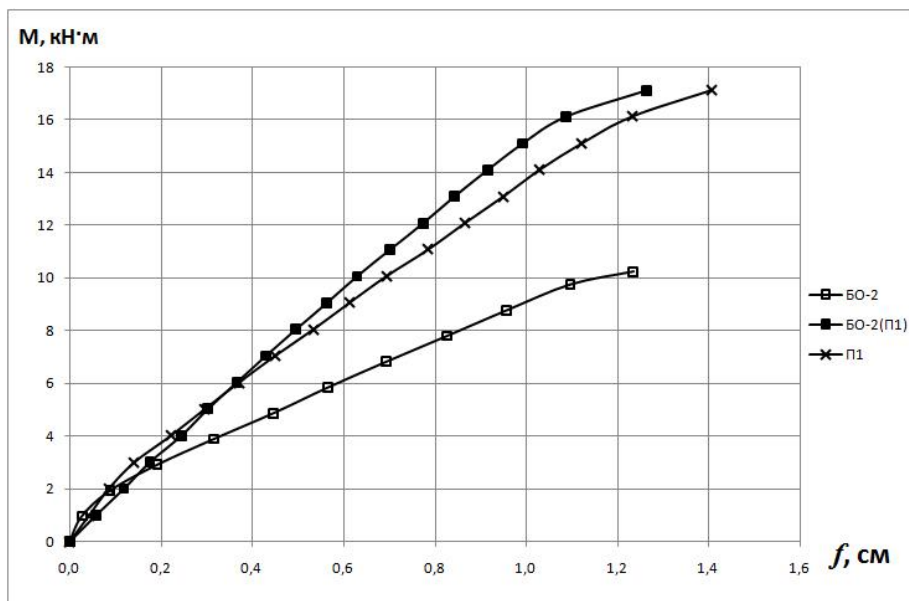


Рисунок 3.4 Зміна висоти стиснутої зони дослідних балок: а) – підсилених стрічкою; б) – підсилених полотном

а)



б)

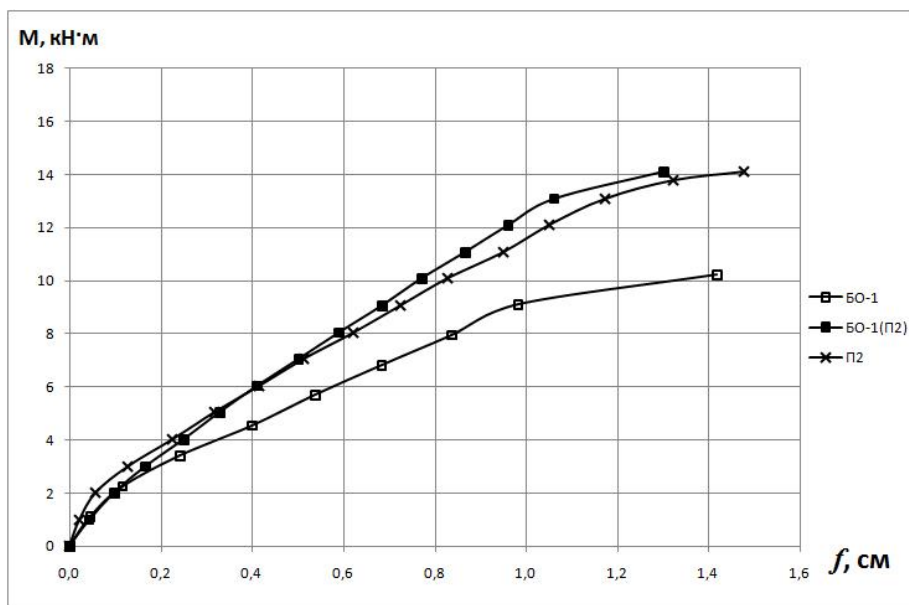


Рисунок 3.5 Зміна величини прогину дослідних балок: а) – підсилених стрічкою; б) – підсилених полотном

Балки підсилені стрічкою є менш деформативними ніж ті, що підсилені полотном (див пункт 3.1.2), і відповідно мають більшу жорсткість. Для прикладу, при моменті 14,11 кН×м прогин балки П1 становить 1,029 см, а балки П2 – 1,478 см, що є на 44 % більшим.

Варто зазначити, що до моменту 6 кН×м величини прогинів як балок підсилених стрічкою БО-2(П1), П1, так і балок підсилених полотном БО-1(П2),

П2 між собою були дуже близьким. Після перевищення моменту 6 кН×м, спостерігається невелике зменшення прогинів у балках, що були підсилені після попереднього випробовування. На останньому ступені навантаження різниця прогинів сягає 11 % в балках підсилених стрічкою та 14 % в балках підсилених полотном.

3.4 Тріщиностійкість експериментальних балок

В непідсилених дослідних зразках поява тріщин зафіксована на другому ступені навантаження при моменті 2 кН×м. Початкова ширина розкриття тріщин склала 0,02 мм. Після того, як відбулось розвантаження експериментальних зразків, залишкова ширина розкриття тріщин сягала: в балці БО-1 – 0,4 мм, а в балці БО-2 – 0,2 мм. Тому очевидним є той факт, що підсилення даних дослідних зразків відбувалось із вже існуючими тріщинами, які мали певну початкову ширину.

З рис. 3.6 видно, що підсилення балки БО-2(П1) відбувалось із залишковою тріщиною 0,2 мм, і якщо відняти цю величину від ширини розкриття тріщини в кожній точці, то лінія даного графіку практично повністю співпадає з лінією графіку балки П1, що була підсилена без попереднього випробовування.

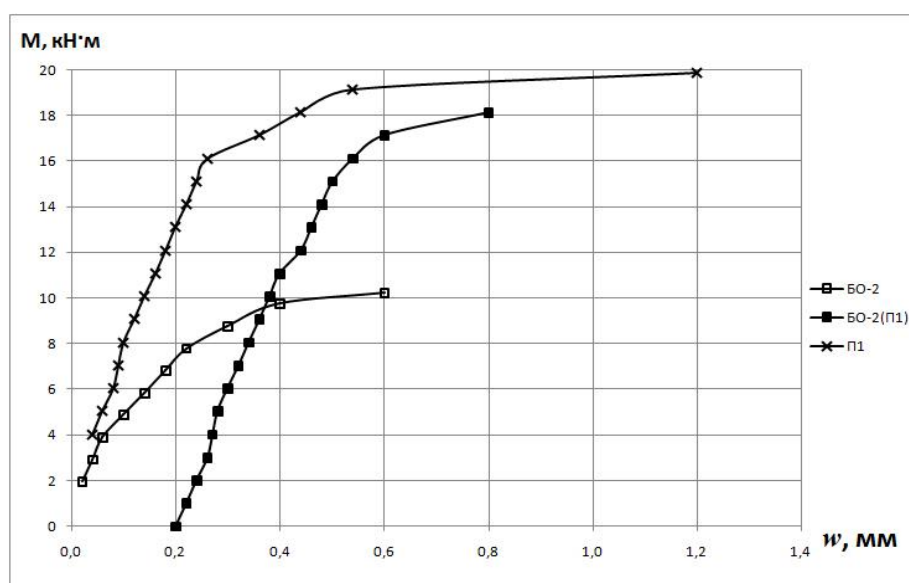


Рисунок 3.6 Зміна ширини розкриття тріщин дослідних балок до та після їх підсилення стрічкою

Поява тріщин в балці П1 зафіксована при моменті 4 кН×м. Тобто, момент тріщиноутворення в зразках, підсилених стрічкою збільшився в два рази. При цьому змінився і характер їх розвитку. В непідсилених зразках розкриття тріщин відбувалося інтенсивніше із приростом на кожному ступені. Натомість, в підсилених балках практично протягом всього навантаження (крім останніх ступенів) ширина розкриття тріщин збільшувалась на стабільну величину. Також помітним є і зростання кількості самих тріщин, які поширювались аж до анкерівки підсилення.

В балці БО-2(П1) в процесі навантаження спостерігалось таке явище: існуючі тріщини, маючи певну ширину розкриття, більше не розкривались, а на ділянках між ними утворювались нові, які по ширині були меншими за своїх попередників. В непідсилених балках характерним є той факт, що в процесі навантаження декілька тріщин мали більшу ширину розкриття ніж інші, а на останніх ступенях навантаження спостерігався процес закриття менших по ширині тріщин і стрімкого розвитку критичних. В підсилених зразках ширина розкриття основної кількості тріщин на протязі всього випробування була практично однаковою. На стадії руйнування виділялись декілька макротріщин, але їх швидкого розвитку не відбувалось і менші тріщини при цьому практично не закривались.

Ще однією закономірністю є зменшення ширини розкриття тріщини в напрямку до нижньої грані балки, на яку була наклеєна стрічка підсилення, яка не дозволяла їм вільно розкриватися. При цьому найбільша ширина розкриття тріщини залишалась на рівні внутрішньої сталевий робочої арматури. В процесі навантаження похилих тріщин на тілі дослідних зразків не з'являлося. Всі балки руйнувались за нормальними перерізами. Це супроводжувалось появою та розвитком нормальних тріщин під точкою прикладання однієї із сил, якими вони були навантаженні.

Підсилення згинальних залізобетонних конструкцій композитним полотном можна вважати альтернативою композитній стрічці, коли необхідно поряд із підвищення несучої здатності, унеможливити розкриття тріщин. Дослідження показали, що при навантаженні балок аж до руйнування, візуально тріщин на

підсиленій поверхні дослідного зразка не було виявлено. Можливість застосування такого підсилення згинальних залізобетонних елементів по нормальному перерізу, досліджена російськими науковцями Ю.Г. Хаютиним, В.Л. Чернявським та Е.З. Аксельродом [57]. Підтверджено його ефективність у підвищенні тріщиностійкості.

Висновки до розділу 3

1. В підсиленних балках виявлено значний ефект обох видів підсилення. При однократному навантаженні відбулось збільшення граничного експлуатаційного навантаження M_{SLS}^{exp} в балках підсиленних стрічкою на 18 – 57 %, в балках підсиленних полотном на 35 – 37 %.
2. Зменшення прогинів підсиленних балок до 64 %, а із врахуванням залишкових прогинів на час підсиленням – до 20 %, свідчить про збільшення їх жорсткості, а, як наслідок, підвищення моменту тріщиноутворення в два рази, зменшення ширини розкриття нормальних тріщин в бетоні та деформацій внутрішньої сталеві арматури.
3. Руйнування підсиленних дослідних зразків проходило одночасно по стиснутій та розтягнутій зоні перерізу. Паралельно із руйнуванням системи підсилення – відбувалось виколування стиснутої зони бетону, що свідчить про максимальне використання ресурсу підсилюваної конструкції.
4. Підсилення згинальних залізобетонних конструкцій в розтягнутій зоні композитним полотном у вигляді П-подібної обійми є альтернативою композитній стрічці, коли разом із підвищення несучої здатності потрібно унеможливити розкриття тріщин. Експериментальні дослідження показали, що під час навантаження підсиленних балок аж до руйнування на поверхні дослідних зразків тріщин не виявлено.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Безпека праці в Україні. Основні законодавчі та нормативно-правові акти про охорону праці

В основі всіх нормативно-правових актів про охорону праці в Україні лежить Конституція України.

Згідно з Законом України “Про охорону праці” (далі – Законом) (ст.4) визначені основні напрямки реалізації конституційного права громадян на охорону їх життя і здоров’я в процесі трудової діяльності:

- пріоритет життя і здоров’я працівників по відношенню до результатів виробничої діяльності підприємства;
- повна відповідальність роботодавця за створення належних, безпечних і здорових умов праці;
- соціальний захист працівників, повне відшкодування збитків особам, які потерпіли від нещасних випадків на виробництві і професійних захворювань та інші.

Іншим важливим законом в галузі охорони праці є Кодекс законів про працю, що регулює трудові відносини між працівником і роботодавцем. Відповідно до даного Кодексу права працівників на охорону праці під час трудової діяльності охороняються всебічно.

На сьогодні в Україні існує велика кількість нормативно-правових актів з охорони праці. До них відносяться, згідно зі ст. 27 Закону: правила, норми, положення, стандарти, регламенти, інструкції та інші документи, обов’язкові до виконання. Зазначимо, що вище сказані нормативно-правові акти повинні регулярно переглядатися – не рідше одного разу на десять років.

До нормативно-правових актів, що діють, наприклад, в будівництві, включають:

- нормативно-правові акти, що поширюються на декілька видів економічної діяльності;
- нормативно-правові акти, що поширюються на будівництво;
- нормативно-правові акти, що поширюються на вироблення електроенергії, газу, тепла;
- охорона надр.

Крім вище наведених нормативно-правових актів охорона праці в будівництві регламентована державними будівельними нормами – ДБН, основними з яких є:

- ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва;
- ДБН А.3.2-2-2009. ССБТ. Охорона праці та промислова безпека у будівництві. Основні положення;
- ДБН В.1.2-12-2008. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки.

Згідно із ст.13 Закону роботодавець забезпечує функціонування системи управління охороною праці, а також зобов'язаний створити на робочому місці умови праці відповідно до вимог нормативно-правових актів. Роботодавець несе безпосередню відповідальність за порушення цих вимог. У свою чергу працівник зобов'язаний знати і виконувати вимоги нормативно-правових актів з охорони праці, дбати про особисту безпеку і здоров'я, а також про безпеку і здоров'я оточуючих людей, проходити у встановленому законодавством порядку попередні та періодичні медичні огляди (ст.14). Працівник несе особисту відповідальність за порушення зазначених вимог.

Достойна праця – безпечна праця. Міжнародний досвід засвідчує, що вдосконалення законів в охороні праці та методів забезпечення безпеки праці, боротьба з травматизмом, крім гуманістичного характеру, має ще й чітко виражений економічний аспект. Безпека праці виступає одним із важливих факторів, які забезпечують високу продуктивність праці та безпосередньо впливає на підвищення ефективності виробництва.

4.1.2 Основні вимоги та правила техніки безпеки під час роботи в науково-випробувальній лабораторії будівельних матеріалів, виробів і конструкцій ГНТУ ім. Івана Пулюя

Правила з охорони праці і техніки безпеки пов'язанні з особливостями роботи в лабораторії та спрямовані на попередження небезпечних і шкідливих виробничих факторів. Основні вимоги під час роботи в лабораторії та правила техніки безпеки такі:

- студенти допускаються до роботи в лабораторії тільки після інструктажу з техніки безпеки, що підтверджується підписом студента і викладача, що проводив інструктаж в спеціальному журналі. Студенти, які пройшли інструктаж повинні строго дотримуватися правил техніки безпеки;
- робота студентів в лабораторії дозволяється в години, відведені за розкладом, а також в додатковий час, узгоджений з викладачем під наглядом викладача;
- працювати в лабораторії потрібно тільки в халатах та рукавицях. Без спецодягу працювати студенту не дозволяється;
- в приміщенні лабораторії зберігати порядок та чистоту;
- не допускається загромождувати вхід (вихід) будь-якими предметами, матеріалами чи обладнанням;
- не дозволяється покидати робоче місце під час проведення досліду та залишати без нагляду увімкненні прилади та обладнання;
- ручний інструмент (молотки, гайкові ключі, плоскогубці, викрутки) використовувати тільки за призначенням;
- при роботі з бетонозмішувачем:
 - 1) перед початком роботи обов'язково перевірити справність заземлення;
 - 2) забороняється вивантажувати бетонну суміш з барабану на ходу;
 - 3) після закінчення роботи бетонозмішувач відключити від електромережі, а барабан – очистити від залишків бетонної суміші (воду із цементним розчином забороняється виливати в побутову каналізацію);

- після роботи розкласти всі інструменти та прилади по своїх місцях, виключити все електрообладнання, прибрати робоче місце, очистити від пилу та бруду спецодяг та винести будівельне сміття.

4.1.3 Електробезпека при роботі з бетономішалкою

Порушення правил техніки безпеки при використанні технологічного обладнання, електроустановок та безпосередній контакт з струмовідвідними частинами обладнання, що знаходяться під напругою, створює небезпеку ураження електричним струмом. Під час роботи з електроустановками потрібно дотримуватись вимог НПАОП 40.1-1.21-98. Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів.

Бетономішалка є обладнанням підвищеної небезпеки. Користуючись бетономішалкою, щоб не наражатися на небезпеку ураження струмом, травми або виникнення пожежі, слід суворо дотримуватися таких основних правил техніки безпеки:

- перед включенням слід перевірити, чи відповідає напруга живлення бетономішалки мережевій напрузі, справність кабелю, вилки і розетки, в разі несправності цих частин подальша експлуатація забороняється;
- при роботі з бетономішалкою у вологих місцях обов'язково використовувати гумові рукавиці та спеціальне взуття;
- забороняється працювати з бетономішалкою під час дощу, вода, що потрапила в бетономішалку, значно підвищує ризик ураження струмом;
- електрошнур бетономішалки потрібно тримати подалі від високої температури, масляних рідин, гострих граней або рухомих частин, забороняється тягнути за шнур при витягуванні вилки з розетки;
- при використанні бетономішалки поза приміщенням потрібно використовувати спеціальні електроподовжувачі.

4.1.4 Вплив цементу і цементного пилу на організм людини

Бетон – найпоширеніший штучний будівельний матеріал, який за своїм складом абсолютно не шкідливий для здоров'я людини. Але цемент, що слугує в'язучим компонентом бетону, негативно впливає на організм людини. Шкідлива дія цементу – виникає, в першу чергу, під час виробництва даного неорганічного в'язучого на цементних заводах, а також під час приготування бетонної суміші на спеціалізованих підприємствах або безпосередньо на будівельному майданчику.

До складу цементу зазвичай входять домішки, які являють собою різні хімічні сполуки, що і визначають, в значній мірі, шкідливу дію на організм людини. При роботі з цементом завжди виникає пил, що піднімається в повітря.

Пил проникає в організм людини з повітрям. Подразнюючи слизову оболонку дихальних шляхів, цементний пил викликає біль, сухість в носі і горлі, у людини з'являється кашель. При тривалій подразнюючій дії пилу слизова оболонка дихальних шляхів поступово тоншає, стає сухою і втрачає здатність затримувати пил. Цементний пил при попаданні в бронхи викликає зміну легеневої тканини, що, у свою чергу, приводить до необоротних функціональних змін легенів – пневмоконіозу.

Дія пилу на шкірний покрив зводиться в основному до механічного подразнення. Внаслідок чого виникає невелике свербіння, неприємне відчуття, може з'явитися почервоніння і деяка припухлість шкірного покриву, що свідчить про запальний процес.

Пилинки можуть проникати в пори потових і сальних залоз, закупорюючи їх і тим самим ускладнюючи їх функції. Це призводить до сухості шкірного покриву, іноді з'являються тріщини, висипи. Мікроби, що потрапили разом з пилом, можуть розвиватися в закупорених протоках сальних залоз, викликаючи гнійні захворювання. Закупорювання потових залоз пилом в умовах гарячого цеху сприяє зменшенню потовиділення і тим самим ускладнює терморегуляцію.

Пил цементу, осідаючи на слизовій оболонці очей, подразнює її, викликає сльозотечу і свербіж. При довготривалій дії пилу може розвинути запальний

процес слизових оболонок - кон'юнктивіт, який виражається в почервонінні, слъзотечі, іноді припухлості і нагноєнні. У важких випадках може ушкодитись рогівка ока.

Цементний пил вважається канцерогенною речовиною і може викликати рак горла. Дослідження показали, що у робітників, зайнятих на виробництві цементу і в будівельній індустрії, зазвичай підвищена захворюваність раком горла.

Проаналізувавши все вище сказане, однозначно, існує шкода цементу і цементного пилу на здоров'я людини. Щоб зменшити негативний вплив цементного пилу на організм людини, потрібно дотримуватися таких основних заходів з техніки безпеки:

- рекомендується працювати в спеціальному захисному одязі, рукавицях, окулярах та респіраторях;
- виробничі цехи мають бути обладнанні пиловловлюючими пристроями, потужною вентиляцією, а також має проводитись щоденне вологе прибирання;
- працівники цементного виробництва повинні проходити регулярне медичне обстеження;
- рекомендовано в домашніх умовах проводити тепло-вологі інгаляції розчину солі, соди і масляні інгаляції;
- щоб зменшити шкідливий вплив на шкіру, очі та горло, після роботи необхідно приймати теплий душ з милом, промивати очі та ополіскувати горло.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Підвищення стійкості роботи підприємств будівельної галузі у воєнний час

Підвищення стійкості роботи об'єктів народного господарства, зокрема підприємств будівельної галузі, у воєнний час – одна із основних задач цивільної

оборони України. Могутність країни базується на стійкій економіці. В сучасних умовах, коли науково-технічний прогрес у всіх сферах виробництва досяг небачених масштабів і привів до створення зброї масового ураження, в разі розгортання великомасштабної війни основні промислові центри і райони будуть головною ціллю для знищення зі сторони противника. Адже виведення економіки з ладу може призвести до того, що країна не зможе стояти на оборонні своїх кордонів та підтримувати життєдіяльність населення. На сьогодні, через бойові дії на сході України (Війни на Донбасі), проблема підвищення стійкості роботи підприємств будівельної галузі стоїть як ніколи гостро.

Будівництво – найбільш матеріалоемна галузь народного господарства, яка призначена для введення в дію нових, а також реконструкції, розширення, ремонту і технічного переозброєння діючих об'єктів виробничого та невиробничого призначення. Воно виконує важливі соціально-економічні функції, пов'язані із забезпеченням якості життя населення та інфраструктурного облаштування територій населених пунктів.

Будівельне підприємство - це підприємство, яке діє в сфері будівництва і здійснює наукові, експериментальні, вишукувальні та проектні роботи, видобуток сировинних ресурсів і їх переробку, виготовлення матеріалів, виробів і конструкцій, зведення всіх видів будівель і споруд, транспортне обслуговування. Діяльність будівельних підприємств забезпечується наявністю в їх розпорядженні необхідних ресурсів: людських, фінансових, матеріальних, енергетичних, за допомогою яких створюється продукція. Одним з основних показників виробничо-господарської діяльності будівельного підприємства є продукція будівельного підприємства - це матеріальні цінності, створені в результаті діяльності будівельного підприємства. Продукція може ставитися до категорії «кінцевої» (закінчені і здані в експлуатацію будівлі і споруди) або до «проміжної» - виробу підприємств будіндустрії, окремі види робіт, частини будівель і ін.

Будівництво як галузь економіки бере участь у створенні основних фондів (будівель та споруд) для всіх галузей національного господарства, тобто створює умови для виробничого процесу. Вона є своєрідним локомотивом економіки і

здатна впливати як на розвиток супутніх будівництву виробництв, так і на всі інші сторони життєдіяльності суспільства, в тому числі і соціальні. Тому досить важливо підвищувати стійкість роботи підприємств будівельної галузі.

Під стійкістю роботи підприємств будівельної галузі розуміють їх здатність за умов дії надзвичайних ситуацій виробляти продукцію в запланованих обсязі та номенклатурі, а при одержанні слабких чи середніх руйнувань чи порушенні постачання сировини відновлювати своє виробництво в мінімально короткі терміни. Щоб забезпечити нормальну роботу під час війни промислових об'єктів будівництва, скоротити можливі матеріальні втрати, необхідно ще в мирний час виконати великий комплекс різних заходів, які забезпечили б їхнє функціонування. Ці заходи спрямовані на зниження можливих втрат і руйнувань від сучасних засобів ураження і створення умов для нормальної роботи підприємств як у воєнний, так і в мирний час.

На стійкість роботи об'єктів будівництва впливають такі фактори:

- надійність захисту робітників від дії вражаючих факторів, що виникають під час надзвичайних ситуацій;
- здатність будівельного комплексу протистояти дії вражаючих факторів;
- надійність систем постачання об'єкта сировинною для виробництва певного виду продукції;
- стійкість системи управління виробництвом та цивільною обороною в надзвичайних ситуаціях;
- готовність об'єкта до проведення рятувальних дій або робіт по відновленню виробництва;
- захищеність об'єкта від дії вторинних вражаючих факторів.

При вирішенні проблеми підвищення стійкості роботи підприємств будівельної галузі, а також інших об'єктів народного господарства, керуються єдиними принциповими положеннями:

- завчасне проведення заходів цивільного захисту, спрямованих на зниження можливих втрат та руйнувань у разі застосування збоку противника

зброї масового ураження і на створення умов для швидкого відновлення виробництва після часткового руйнування;

- комплексний підхід в розробці і здійсненні заходів для всіх напрямків діяльності підприємства;
- узгодження цих заходів з територіальними і військовими органами управління.

Заходи з підвищення стійкості плануються з урахуванням місцевих умов, ступеня важливості об'єкта, його географічного положення, економічної доцільності проведення заходів. На мирний час планують, в основному, трудомісткі заходи, які потребують значних матеріальних витрат і часу, а на період загрози виникнення НС – такі заходи, які не потребують значних затрат часу чи проведення яких не є доцільним при нормальному функціонуванні. Також при проведенні заходів з ЦЗ потрібно враховувати і внутрішні фактори, що впливають на стійкість: розмір виробництва, виду продукції, що випускається, чисельність працівників, рівень їх дисциплінованості і компетентності, особливості технології виробництва, системи постачання виробництва сировиною, технічною і питною водою, газо- та електроенергією.

З урахуванням розглянутих вище факторів виділяють такі основні шляхи і способи підвищення стійкості роботи підприємств будівельної галузі:

- забезпечення надійного захисту робітників і службовців:
 - 1) укриття робітників і службовців, які продовжують роботу на об'єкті у воєнний час;
 - 2) проведення евакуації робітників, службовців і членів їх сімей та забезпечення їх життєдіяльності;
 - 3) використання індивідуальних засобів захисту;
- захист основних виробничих фондів об'єкта від поразки:
 - 1) підвищення певною мірою опірності будівель, споруд впливу ударної хвилі, світлового випромінювання;
 - 2) укриття найбільш уразливого обладнання в захисних пристроях (шатрах, камерах, конусах і ін.);

3) часткову зміну технології виробництва;
 4) вивезення в безпечні райони надлишків горючих речовин;
 - забезпечення сталого постачання об'єкта всім необхідним для виробництва:

1) підвищення надійності роботи транспорту;
 2) підготовка паливно-енергетичного господарства до роботи у воєнний час;

3) підготовка обладнання для роботи на кількох видах палива;
 4) розосередження запасів найбільш уразливого обладнання, приладів, сировини;

5) встановлення виробничих контактів з дублерами постачальниками, необхідних для безперебійної роботи об'єкта;

- підвищення надійності та оперативності управління виробництвом:

1) створення об'єктового і заміського пункту управління;
 2) прокладка підземних кабельних ліній зв'язку до всіх елементів об'єкта;
 3) створення оперативних змін управління для основного і заміського пунктів управління;

- підготовка до виконання робіт по відновленню об'єкта у воєнний час:

1) планування відновлювальних робіт за кількома варіантами;
 2) підготовка ремонтних бригад;
 3) створення необхідного запасу матеріалів і обладнання, надійний його захист;

4) створення страхового фонду технічної документації.

Кожен шлях містить кілька способів підвищення стійкості роботи підприємства, які, в свою чергу, містять кілька заходів ЦЗ або доповнюються ними. Наведені вище шляхи підвищення стійкості підприємств будівельної галузі реалізуються за допомогою затверджених норм з ЦЗ прийнятих і обов'язкових до виконання для всіх об'єктів усіх галузей виробництва не залежно від форм власності і підпорядкування. Норми ЦЗ призначені для:

- захисту і зниження ймовірних втрат серед населення;

- зменшення рівня руйнувань основних фондів виробництва;
- підвищення стійкості роботи об'єкта і галузей виробництва;
- забезпечення умов для ліквідації наслідків надзвичайних ситуацій;
- розробки плану проведення рятувальних робіт в осередках ураження в повному обсязі та в максимально короткі терміни.

Контроль за виконанням вимог згаданих норм покладається на Управління та відділи з питань надзвичайних ситуацій.

Висновки до розділу 4

1. Виконання заходів із охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях при проведенні будь яких робіт в сфері будівництва є запорукою збереження життя та здоров'я особи, що виконує ці роботи. Сфера будівництва – це зона підвищеної небезпеки, що потребує особливої уваги при спостереженні за виконанням заходів охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. На сьогодні значна кількість залізобетонних конструкцій при реконструкції будівель та споруд потребують підсилення, або відновлення після пошкоджень. Одним із ефективних методів підсилення є застосування композитних матеріалів на основі вуглепластикових волокон у вигляді стрічок та полотен.
2. Проаналізовано отримані експериментальні дані дослідження напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів до та після їх підсилення вуглепластиковими матеріалами на основі вуглецевих волокон в розтягнутій зоні за дії на них одноразового навантаження.
3. При одноразовому навантаженні відбулось збільшення граничного експлуатаційного навантаження для зразків підсилених стрічкою до 60 %, для зразків підсилених полотном – до 40 %. Зменшення прогинів підсилених зразків до 60 %, а із врахуванням залишкових прогинів на час підсиленням – до 20 %, свідчить про збільшення їх жорсткості та підвищення моменту тріщиноутворення в два рази, зменшення ширини розкриття нормальних тріщин в бетоні і деформацій внутрішньої робочої арматури.
4. Підсилення дослідних балок дозволило повністю використати ресурс стиснутої зони бетону, про що свідчить їх одночасне руйнування по стиснутій та розтягнутій зонах перерізу.
5. Передісторія навантаження підсилених балок не впливає на їх напружено-деформований стан та жорсткість, при цьому ширина розкриття тріщин в зразках, що підсилювались без попереднього навантаження, зменшується до 50 % при збільшенні їх кількості.

БІБЛІОГРАФІЯ:

1. Абдель Мажид Хайя Касасбех. Прочность и деформативность усиленных и восстановленных полимербетоном железобетонных изгибаемых элементов: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Абдель Мажид Хайя Касасбех // Киев, 1997. – 201 с.
2. Барашиков А.Я. Оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений / Барашиков А.Я., Малышев А.Н. // К.: Віпол, 1998. – 232 с.
3. Бетоны. Методы определения призмочной прочности. ГОСТ 24452-80.
4. Бетоны: Методы определения призмочной прочности, модуля упругости. ГОСТ 10180-90. – Взамен ГОСТ 10180-78; Введ. 01.01.91. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 45 с.
5. Блали Є.М. Сравнение эффективности методов усиления железобетонных изгибаемых элементов: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Э.М. Блали // Киев, 2005. – 135 с.
6. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будинків та споруд: Навчальний посібник. – Львів: НУ "Львівська політехніка", 2008. – 108 с.
7. Бондаренко С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. // М.: Стройиздат, 1990. – 250 с.
8. Борисюк А.П. Особенности работы керамзитобетонных и керамзитожелезобетонных элементов при одноцикловом и малоцикловом сжатии: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.П. Борисюк // Ровно, 1991. – 166 с.
9. Борисюк А.П. Расчет прочности за нормальными сечениями, жесткостью и трещиностойкостью железобетонных балок, усиленных композитными материалами на основе углепластиков в растянутой зоне / Борисюк А.П., Конончук А.П. // Строительство в прибрежных курортных регионах: Материалы 7-й международной научно-практической конференции. – Сочи: СГУ, 2012. – С. 84 – 88.
10. Борисюк О.П. Аналіз стану питання підсилення розтягнутої зони та розрахунок за нормальними перерізами згинальних залізобетонних елементів /

Борисюк О.П., Конончук О.П. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 452 – 458.

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

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

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

14. Борисюк О.П. Методика випробовування підсиленних згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ, ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74. – Книга 2. – С. 709 – 717.

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

16. Борисюк О.П. Розрахунок необхідної площі підсилення згинальних залізобетонних елементів зовнішньою композитною арматурою при дії малоциклових навантажень / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. – Дн-вск: ГВУЗ "ПГАСА", 2012. – Вип. 65. – С. 82 – 88.

17. Борисюк О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних згинальних елементів, підсилених зовнішньою композитною арматурою за дії малоциклових навантажень / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Рекомендації. – Рівне, 2012. – 38 с.
18. Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Б.А. Боярчук // Луцьк, 2003. – 157 с.
19. Васильєв І.В. Методика виконання та експериментальні дослідження залізобетонних балок, підсилених обіймою під навантаженням / І.В. Васильєв, З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 358 – 363.
20. Гетун Г.В. Экспериментально-теоретическое исследования изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных в растянутой зоне слоем сталефибробетона: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Гетун Г.В. // Киев., КИСИ, 1983. – 21 с.
21. Гнідець Б. Г. Реконструкція і підсилення мостів зі зміною статичної схеми і регулюванням зусиль // Збірник наукових праць : Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – Львів.: Каменяр, 2000. – Вип. 4. – С. 569 – 576.
22. Голышев А.Б. Расчет и технические решения усиленных железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований/ А.Б. Голышев, П.И. Кривошеев, П.М. Козелецкий // К.: Логос. – 2008. – 304 с.
23. Гриневич Є.О. Підсилення залізобетонних балок локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Є.О. Гриневич // Харків: ХДТУБА, 2004. – 19 с.
24. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
25. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт и усиление несущих и ограждающих строительных конструкций и оснований промышленных зданий и сооружений. – К.: Госкомстрой Украины, 2002. – 80 с.

26. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.
27. Касасбех Абдельмажид. Прочность и жесткость железобетонных изгибаемых элементов, усиленных полимербетоном / Касасбех Абдельмажид, Мурашко Л.А. // Монография. – К.: КГТУСА, 1998. – 60 с.
28. Кваша В.Г. Відновлення автодорожного моста після наслідків повені з розширенням і підсиленням прольотної будови / Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Рачкевич В.С., Семанів Л.Я. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008.– Вип. 16. Ч.1. – С. 342 – 350.
29. Кваша В.Г. Експериментальні дослідження і розрахунок витривалості, жорсткості і тріщиностійкості згинальних залізобетонних елементів при багаторазових навантаженнях / В.Г. Кваша, В.В. Левчич, І.В. Мельник // Проблеми теорії і практики будівництва: Збірник матеріалів конференції. – Львів: 1994. – Том 1. – С. 131 – 141.
30. Кваша В.Г. Експлуатаційний стан струнобетонних прольотних будов та ефективні способи їх розширення і підсилення / Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Собко Ю.М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 351 – 362.
31. Кваша В.Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішнім наклеєним композитним армуванням, на основі деформаційної моделі // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 363 – 371.
32. Кисилиер М.И. Изгибаемые железобетонные элементы с приклеенной внешней стальной листовой растянутой арматурой при воздействии статических нагрузок: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.И. Кисилиер // Москва: НИИЖБ, 1977. – 22 с.
33. Колоколов Н.М. Использование балок с слоем полимерцементного бетона / Колоколов Н.М., Захаров Л.В. // Бетон и железобетон. – 1978, – №7. – С. 25 – 29.

34. 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.
35. Конончук А.П. Экспериментальные исследования железобетонных балок усиленных композитными материалами / Конончук А.П., Довбака П.И. // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии: Материалы международной научно-технической конференции. – Могилев: ГУ ВПО "Белорусско – Российский университет", 2012. – Часть 2. – С. 99 – 101.
36. 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.
37. 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.
38. Кричевский А.П. Новые технологии, материалы и конструкции на основе сталефибробетона // Новые строительные технологии, материалы и конструкции на основе сталефибробетона. Материалы семинара. – Донецк -Харцизск, 2002. – 50 с.
39. Кричевский С.А. Прочность, деформативность и трещиностойкость торкретсталефибробетонных покрытий железобетонных балок: дис. канд. техн. наук.: 05.23.01 / С.А. Кричевський // Киев, 1996. – 152 с.
40. Мальганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. // Атлас схем и чертижей. – Томск, 1990. – 320 с.
41. Мельник І.В. Міцність і деформативність залізобетонних балок підсилених конструкційними композитами при різних умовах попереднього навантаження /

І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць "Будівельні конструкції" . – Київ, 2005. – Вип. 56. – С. 121 – 129.

42. Мельник І.В. Ширина розкриття нормальних тріщин залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою / І. В. Мельник, А. Я. Мурин, Р. І. Канафоцький, Т. В. Приставський // Вісник НУ "Львівська політехніка" : теорія і практика будівництва. – Львів, 2010. – № 662. – С. 308 – 315.

43. Мурин А.Я. Міцність, жорсткість і тріщиностійкість залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Я. Мурин // Львів, 2011. – 163 с.

44. Новікова С.М. Залізобетонні елементи, підсилені регульованим обтиском / С.М. Новікова, М.Г. Чеканович // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2000. – Вип. 5. – С. 316 – 321.

45. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. – НИИСК. – М.: Стройиздат, 1989. – 65 с.

46. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Наземные конструкции и сооружения. – Харьковский Промстройниипроект, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1992. – 321 с.

47. Римар Я.В. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених під навантаженням нарощуванням арматури: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Я.В. Римар // Львів: НУ "Львівська політехніка", 2010. – 20 с.

48. Салех А.К. Прочность и деформативность усиленных железобетонных элементов: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.К. Салех // Киев: КГТУСА, 1994. – 19 с.

49. Смолянінов М.Ю. Підвищення міцності й тріщиностійкості залізобетонних елементів, підсилених акриловом полімеррозчином, при дії короточасних статичних і багаторазово повторних навантажень: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.Ю. Смолянінов // Харків: УДАЗТ, 2007. – 23 с.

50. Смолянінов М.Ю. Підсилення залізобетонних елементів, що зазнають згину, акриловим полімеррозчином // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2005. – Вип. 12. – С. 432 – 439.
51. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
52. Сталь арматурная. Методы испытаний на растяжение. ГОСТ 12004-81. – Введ. 01.07.81.
53. Теническая карта материала. Идентификационный № 02040101 System Sika[®] CarboDur[®] Plates. Издание UA_YS_04/2011.
54. Теническая карта материала. Идентификационный № 020401020010000025 SikaWrap[®]-230 C/45. Издание UA_YS_04/2011.
55. Теническая карта материала. Идентификационный № 020401040010000001 Sikadur[®]-30. Издание UA_YS_04/2011.
56. Теническая карта материала. Идентификационный № 020401040010000004 Sikadur[®]-330. Издание UA_YS_04/2011.
57. Хаютин Ю.Г. Применение углепластиков для усиления строительных конструкций / Ю.Г. Хаютин, В.Л. Чернявский, Е.З. Аксельрод // Бетон и железобетон. – М., 2002. – № 6. – С. 17 – 20; – 2003. – №1. – С. 25 – 29.
58. Хило Е.Р. Усиление строительных конструкций / Хило Е.Р., Попович Б.С. // Львов: Вища школа, 1985. – 156 с.
59. Шагин А.Л. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров // Учебное пособие для строительных специализированных вузов. – М.: Высшая школа, 1991. – 352 с.
60. Al-Mahaidi R., Hii A. Bond behaviour of CFRP reinforcement for torsional strengthening of solid and box / section RC beams. Al – Mahaidi Riadh, Hii Adrian K.Y. Composites. B. 2007. 38, №5 – 6, S.720 – 731.
61. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report fib, bulletin 14, 2001, – 130 s.

62. Kaminska M.E. Badania zelbetowych belek z tasmami CFRP przyklejonymi na ich powierzchniach / M.E. Kaminska, R. Kotynia // XVI konferencja naukowo-techniczna "Beton i prefabrykacja". – Tom 2, – Jadwisin., – 1998. – S. 479 – 484.
63. Kaminska M. E., Ignatowski P.: O ograniczaniu odkształceń betonu sciskanego kompozytami CFRP. Inżynieria i Budownictwo nr, 2003.
64. Kaminska M.E. Obliczanie nosności belek wzmocnionych tasmami CFRP / ME. Kaminska, R. Kotynia // XLV konf. nauk. KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo - badawcze budownictwa. – Tom 2, Konstrukcje betonowe. – Krynica, –1999. – S. 87 – 94.
65. Meier U. Composite for structural repair and retrofitting / U. Meier // International Conference on Fiber Composites in Infrastructure ICC1 1996. – S. 1202 – 1216.
66. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates: Research and applications in Switzerland Advanced composite materials in bridges and structures. / U. Meier, M. Deuring, H. Meier, G. Shwegler // 1st International Conference. Sherbrooke, Canada. – 1992.
67. Ritchie P. External Reinforcement of Concrete Beams / P. Ritchie, D. Thomas, G. M. Connelly // Iszng Fiber-Reinforced Plastics, AC 1 Structural Journal, 8 (4), 1991. S. 490 – 500.