

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Підсилення залізобетонних конструкцій композитними матеріалами

Виконав(ла): студент(ка) 6 курсу, групи МБмн-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

Ігор БЕРКИТА
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник
(підпис) Ігор КОВАЛЬ
(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль
(підпис) Світлана ДАНИЛЬЧЕНКО
(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри
(підпис) Володимир ЯСНІЙ
(прізвище та ініціали)

Рецензент
(підпис) (прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

В. ЯСНІЙ

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Ігорю Беркиті
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Підсилення залізобетонних конструкцій композитними матеріалами

Керівник роботи К.т.н. доц. Ігор Коваль
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 04 » 04 2022 року № 4/7-207

2. Термін подання студентом завершеної роботи 23.05.2022р

3. Вихідні дані до роботи Тематика досліджень

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Вступ, огляд літератури, методика досліджень, експериментальна частина, охорона праці, бібліографія

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
15-20 слайдів з коротким та змістовним оглядом роботи

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Володимир СТРУЧОК		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Василь КЛЕПЧИК		
Нормоконтроль	Світлана ДАНИЛЬЧЕНКО		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
	Вступ	07.04.22	
	Огляд літератури	12.04.22	
	Визначення методики проведення досліджень	16.04.22	
	Проведення експериментів	15.05.22	
	Узагальнення результатів і висновки, щодо них	17.05.22	
	Опрацювання розділу Охорона праці та цивільна безпека	20.05.22	

Студент

_____ (підпис)

Ігор БЕРКИТА

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Ігор КОВАЛЬ

_____ (прізвище та ініціали)

Зміст

Вступ.....	6
Мета роботи:	8
Розділ 1.	10
1. Огляд технічної літератури по тематиці досліджень.....	10
1.1. Загальна характеристика методів підсилення та їх види	10
1.2. Підсилення залізобетонних балок полімербетоном та сталефібробетоном	13
1.3. Методики оцінки напруженого стану згинаних елементів, посилених бетонною обоймою	14
1.4. Збільшення січення елементів і їх з'єднань.....	16
1.5. Підсилення залізобетонних балок сітками з синтетичних волокон	17
1.6. Аналіз останніх досліджень по підсиленню системами сіток з волокон Р.В.О.....	21
1.7. Задачі досліджень.....	32
Висновки до розділу 1	33
Розділ 2.	34
2. Методика експериментальних досліджень. Матеріали та конструкція зразків.....	34
2.1. Основні параметри дослідних зразків.....	34
2.2. Характеристика матеріалів виготовлених зразків.	36
2.3. Методика експериментального дослідження підсилених балок на згин	37
Висновки до розділу 2.....	47
Розділ 3.	48
3. Експериментальні дослідження залізобетонних балок.	48
3.1. Визначення фізико-механічних характеристик матеріалів бетону та арматури.	48
3.2. Деформативність експериментальних балок до підсилення.....	51

3.3. Деформативність експериментальних балок підсилених сіткою з волокон Р.В.О.	58
Висновки до розділу 3.....	70
Розділ 4	72
Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	72
4.1. Характеристика проектного досліджуваного елемента.....	72
4.2. Зовнішня безпека досліджуваного об'єкта.....	74
4.3. Внутрішня безпека проектного ДО.	75
4.4. Заходи запобігання виникненню надзвичайних ситуацій і захист людей.	77
4.5. Висновок:	79
Загальні висновки	80
Бібліографія.....	81

Вступ

Розвиток промисловості в Україні припав на першу половину XIX ст. і проходив в умовах технічного перевороту, який розпочався в 30—40-х рр. і завершився в 60—70-х рр. Наслідком перевороту стало утвердження фабрично-заводського виробництва. На середину XIX ст. воно утверджується в металообробній, текстильній, тютюновій, складувній, паперовій та інших галузях. Що призвело до побудови численних типових промислових залізобетонних споруд, з розвитком навколо них інфраструктур з дорогами, мостами та житловими комплексами.

Дані споруди вже вичерпали термін своєї експлуатації. Згідно з даними реєстру аварійно небезпечних промислових будівель в Україні близько 2370 об'єктів. Тож в наш час дуже гостро стоїть питання по підсиленню існуючих будівель, споруд та конструкцій, які вже довгий час перебувають в експлуатації.

Актуальність теми. У зв'язку із сьогодишнім скрутним економічним становищем в нашій державі та в світі загалом відбувається, в значній мірі, помітний спад в розвитку будівництва. То ж на даному етапі розвитку будівельної галузі доцільним постає розв'язання питань пов'язаних не так з будівництвом нових будівельних об'єктів, як з реконструкцією, модернізацією та підсиленням існуючих споруд. В зв'язку з постійним подорожчанням земельних ділянок, будівельних матеріалів та собівартості робіт – стає доцільним використання методів реконструкції зсилаючись на їх економічну вигідність. Також важливими факторами є зменшення тривалості будівництва, розхід матеріалів, людського та машинного ресурсу.

Фактори що викликають необхідність у підсиленні елементів споруд можна класифікувати на такі групи:

- ✓ зростання навантаження;
- ✓ пошкодження несучих елементів конструкцій;
- ✓ покращання умов експлуатації конструкцій;
- ✓ зміна статичної схеми;

✓ помилки в проектуванні або у виконанні.

Серед способів підсилення залізобетонних конструкцій можна виділити підсилення високоміцними композитними матеріалами. Незважаючи на відносно значну вартість, їх використання набуває все більшого розповсюдження. Цьому сприяє ряд позитивних сторін композитів:

- висока міцність на розтяг у тому числі при змінних навантаженнях,
- незначна власна вага, легкість транспортування,
- нескладна технологія підсилення,
- відсутність обмежень по довжині,
- висока корозійна стійкість, у тому числі в умовах агресивного середовища.

Одним з таких способів є підсилення сіткою з волокон Р.В.О.(поліпарафенілен бензооксазолу) у стабілізованій неорганічній матриці (система Ruredil X Mesh Gold). При виборі даного способу підсилення збільшується міцність бетону на згин та зріз. В таких випадках міцність є одним з головних факторів при оцінці технічного стану та експлуатаційної придатності залізобетонних балкових конструкцій. В зв'язку з цим особливо важливе значення для будівельної науки і практики мають дослідження деформацій і міцності залізобетонних елементів підсиленних системою Ruredil X Mesh Gold, на основі яких можуть бути розроблені надійні методи розрахунку жорсткості підсиленних залізобетонних елементів.

Не менш важливим в таких дослідженнях є те, що вони розкривають істинну роботу цього підсилення, дозволяють зрозуміти суть явищ, які виникають в підсиленних сіткою залізобетонних конструкціях при їх завантаженні. Шлях до пізнання роботи підсиленних залізобетонних конструкцій і розробки обґрунтованих методів їх розрахунку лежить через поглиблене дослідження деформацій і встановлення законів деформування підсиленних залізобетонних балкових елементів.

Таким чином, дослідження міцності та деформативності залізобетонних конструкцій, підсиленних системою Ruredil X Mesh Gold є актуальним і важливим

при оцінці технічного стану, несучої здатності та експлуатаційної придатності балкових конструкцій.

Мета роботи:

Дослідити експериментально-теоретичним шляхом деформативність залізобетонних балок, підсилених системою Ruredil X Mesh Gold під навантаженням різних рівнів, а також у розробленні розрахункового апарату для визначення міцності та деформативності залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою (квіларовими сітками при використанні неорганічної матриця на основі бетонної суміші), та порівнянні основних результатів експериментальних і теоретичних досліджень

Сформульована мета дослідження зумовлює поетапне виконання таких завдань:

- ✓ проаналізувати стан дослідження способів підсилення залізобетонних конструкцій;
- ✓ розглянути основні способи посилення залізобетонних конструкцій;
- ✓ випробувати методику дослідження залізобетонних згинаних елементів посилені системою Ruredil X Mesh Gold під навантаженням та без нього;
- ✓ експериментально дослідити деформативність підсилених залізобетонних балок;
- ✓ уточнити методику розрахунку міцності та деформативності посилені балок;
- ✓ оцінити економічну ефективність різних способів посилення;
- ✓ розглянути охорону праці при виконанні досліджень.

Об'єкт дослідження – залізобетонні конструкції,.

Предметом – деформативність цих конструкцій, підсилених системою Ruredil X Mesh Gold без навантаження та під навантаженням різних рівнів.

Матеріалом даного дослідження послужили вісім однотипних залізобетонних балок 2100×100×200 мм; діаметр поздовжньої робочої арматури класу А-III – 12 мм, конструктивної і поперечної арматури класу Вр-I – 5 мм; крок поперечної арматури – 65...120 мм.

Практичне значення отриманих результатів полягає в можливості використання експериментальних величин міцності та деформативності при оцінці технічного стану, несучої здатності та експлуатаційної придатності залізобетонних балкових конструкцій, підсилених системою Ruredil X Mesh Gold під навантаженням різних рівнів; а також при проектуванні залізобетонних конструкцій, які вимагають підсилення.

Розділ 1.

1. Огляд технічної літератури по тематиці досліджень.

1.1. Загальна характеристика методів підсилення та їх види

Для підсилення залізобетонних несучих конструкцій, застосовують різні методи підсилення, частіше за все, нарощування розтягнутої зони, так як бетон матеріал що практично в 20 раз гірше працює на розтяг ніж на стиск, а також це зумовлено кращим доступом до розтягнутої зони.

Серед методів підсилення розтягнених зон перерізів елементів, що згинаються, виконуються такими методами:

- шляхом встановлення додаткових елементів з арматурної сталі чи полімерних джутів і склотканини;
- шляхом встановлення додаткових елементів із прокатного металу (листа, кутника, швелера, двотавра), які приварюються до існуючої поздовжньої арматури переривистими зварними;
- шляхом встановлення шпренгельних затяжок із прокатного металу (листа, кутника, швелера, двотавра) та арматурної сталі;
- шляхом улаштування монолітних залізобетонних обойм чи додаткового шару, який нарощується знизу елементів.

Повну заміну конструкцій проводять дуже рідко - у випадках втрати несучої здатності на 50-60% і більше.

Залізобетонні обойми є одним із поширених способів підсилення. Їх характерною особливістю є те що підсилення елемента здійснюється зі всіх чотирьох сторін. Мінімальна товщина залізобетонної обойми згинаних елементів приймається в залежності від захисного шару відповідно до нормативних документів і діаметра арматури (поздовжньої та поперечної), максимальна не перевищує 100мм. Перед влаштуванням обойм рекомендовано провести насічку на "старому" бетоні для кращого його зчеплення з "новим".

При підсиленні обоймами також рекомендовано застосовувати портландцемент марки не нижче 400, при необхідності швидкого твердіння та

зчеплення потрібно застосовувати той же цемент тільки з тепловою обробкою бетону.

Застосування швидкотверднучих цементів і добавок - пришвидчувачів тверднення допускається при підборі складників, що забезпечують нормальну усадку (не більшу ніж для звичайних бетонів з природнім режимом тверднення). Максимальну крупність заповнювача для бетону підсилення слід вибирати з урахуванням запланованої товщини обойми.

Сорочки використовуються для підсилення позацентрово стиснутих колон і балок монолітних перекриттів, а також стиснутих елементів ферм. При цьому, розміщення сорочок в згинаних конструкціях найбільш ефективно при одночасному нарощуванні плити зверху.

Сорочки розміщуються зазвичай по всій довжині конструкції. Товщина сорочок визначається розрахунками, а мінімальна товщина - виходячи із умов бетонування. Сорочки армуються повздовжньою і поперечною арматурою, частина якої є робочою, а решту - ставиться конструктивно. Переріз робочої арматури визначається розрахунками. Вона розміщується у розтягненій зоні конструкції. Діаметр повздовжньої арматури приймається не менше 12 мм., а поперечної - не менше 8 мм. Поперечна арматура виконується у вигляді окремих стержнів чи відкритих хомутів, що приварюються до уже наявних. Якщо за розрахунком хомути не потрібні, вони ставляться конструктивно. При цьому крок може бути прийнятий максимальним, але не більше трьох-кратної товщини сорочки, не більше 15 кратною діаметру повздовжньої арматури і не більше 200 мм. Навколо опорних частин сорочки хомути встановлюються з кроком, зменшеним вдвічі.

Сорочки також встановлюються для підсилення фундаментів і вузлів стикування паль з розтверками. Встановлюються вони поверх наявних конструкцій і армуються замкнутою горизонтальною арматурою і перпендикулярними стержнями у вертикальних площинах. Робочою арматурою фундаментних сорочок є нижні горизонтальні стержні, які встановлюються за розрахунками. Зазвичай фундаментні сорочки з'єднуються з обоймами

підсилення колон; якщо ж вони не посилюються, то під фундаментними сорочками встановлюються обойми в межах нижньої частини колон на висоту не менше 1 м.

Вивченню роботи підсилених залізобетонних конструкцій присвятили свої роботи Л.В. Афанасьєва, А.Я. Барашиков, С.В.Бондаренко, Б.А.Боярчук, О.Б. Голишев, О.Д. Журавський, Л.А. Мурашко, М.А. Максур та багато інших.

Дослідні зразки являли собою залізобетонні балки прямокутного перерізу армованими двома каркасами з одиночною арматурою від 8 до 14 мм класу А-400, поперечна і верхня конструктивна арматура в усіх дослідних зразках була прийнята із стержнів діаметра 4...8 мм класів В-І, Вр-І або А-240.

Ці дослідні показали, що несуча здатність підсилених балок у порівнянні з непідсиленими збільшується від 5 % до 56.5 %. Найменше збільшення міцності відмічено у балках підсиленими двома шарами скло-сітки. Таке невелике збільшення несучої здатності можна пояснити тим, що на момент випробувань скло-сітка у середовищі бетону, який тужавіє, втратила майже 90% міцності внаслідок корозії. Але залишкової міцності виявляється достатньо для сприйняття монтажних і транспортних зусиль для чого і призначалось підсилення.

Найбільше прирощення міцності виявилось у балок підсилених шаром армованого полімербетону. Збільшення міцності на 56.5% практично співпало у двох дослідників Б.А.Боярчука та А. Касасбеха, незважаючи на дещо різні характеристики використаних матеріалів.

Балки, підсилені додатковим шаром неармованого сталевібробетону у розтягнутій зоні збільшили міцність від 12% до 39% у порівнянні з непідсиленими зразками.

Практичне застосування полягає в можливості використання при проектуванні залізобетонних конструкцій, підсилених у розтягнутій та стиснутій зонах шаром полімербетону та сталевібробетону або їхніх похідних. Проведено оцінювання вартості підсилення кожним способом і встановлено, що підсилення

шаром важкого бетону і сталевібробетону коштує фактично однаково. Трохи більше виявилася вартість підсилення полімербетоном.

1.2. Підсилення залізобетонних балок полімербетоном та сталевібробетоном

Проведені експериментальні дослідження показали, що для визначення напружено-деформованого стану залізобетонних балок, підсиленних у розтягнутій зоні будь-яким способом, можна використовувати загальноприйнятую нормативну методику дослідження залізобетонних конструкцій навантаженням. Методика випробування важких бетонів, обумовлена чинними нормативними документами, придатна для визначення міцністих і деформативних характеристик полімербетону і сталевібробетону.

Напружено-деформований стан усіх експериментальних залізобетонних балок, підсиленних різними способами, з початку навантаження і до руйнування змінюється практично однаково. Лише на останньому етапі характер руйнування дослідних зразків виявився різним. Непідсилені балки та зразки, підсилені шаром сталевібробетону, зруйнувалися за останніми перерізами. Конструкції згинальних елементів, підсилені шаром армованого полімербетону та важкого бетону, зруйнувалися за похилими перерізами. Це пояснюється розшаруванням на опорах та значним збільшенням міцності нормальних перерізів і практично відсутністю збільшення міцності похилих перерізів.

За результатами випробувань підсиленних дослідних залізобетонних балок, несуча здатність їх збільшилася у 1,3... 1,6 рази. Найбільше зростання несучої здатності відмічена у балках, підсиленних армованим шаром полімербетону. Для зразків балок, підсиленних однаково, трохи більша міцність відмічена у тих балок, які були попередньо навантажені та мали початкові тріщини перед підсиленням. Це можна пояснити більшим зчепленням шару підсилення з основним бетоном розтягнутої зони підсилювальної балки.

На експлуатаційній стадії роботи основні елементи перерізу балок та шари підсилювання працювали спільно. Лише на останніх стадіях напружено-дефор-

мованого стану виникає розшарування. Дослідні зразки підсилених балок показали підвищені експлуатаційні якості у порівнянні з непідсиленими. Зусилля тріщиностійкості для усіх балок збільшилось не менше, як на 30%, а для балок підсилених сталевібробетоном на 74%, а для балок підсилених полімербетоном - на 52%. Це ще раз свідчить про те, що ефективне зчеплення позитивно впливає як на міцність, так і на тріщиностійкість підсилених конструкцій.

Слід відмітити суттєве зменшення ширини розкриття нормальних тріщин при порівнянні їх у підсилених і не підсилених конструкціях. Так, при експлуатаційних моментах навантаження, які складають 65...75% від руйнуючих, ширина розкриття тріщин у підсилених балках була у 2...3 рази меншою, ніж у непідсилених.

Зміна жорсткості і, як наслідок, прогинів дослідних зразків мали ту ж закономірність, що і тріщиностійкість. За результатами випробувань виявлено, що деформації (прогини) підсилених балок зменшилися у 1,3...2 рази у порівнянні з непідсиленими. Причому, збільшення жорсткості виявилось практично однаковим, беручи до уваги рівень навантаження. Тому, з точки зору деформативності, важко віддати якусь перевагу тому або іншому способу підсилення.

1.3. Методики оцінки напруженого стану згинаних елементів, посиленних бетонною обіймою

Дослідженням згинаних елементів посиленних в розтягнутій зоні проводились такими вченими як: Онуфрієв Н.М., Аль Сухайджи Салех Али Кайд, Барашиков А.Я., Боярчук Б.А., Бондаренко С.В., Вахнейко П.Ф., Голишев А.Б., Горохов Е.В., Кривошесв П.І., Лозовий Ю.П., Хило Е.Р., Мальганов А.И., Литвинов А.Г.

В роботах вищезгаданих вчених подані дослідження посиленних згинаних елементів які в основному стосуються вивченню способів посилення і технології його виконання. Проте, всі вчені підкреслюють, що для економічного вирішення посилення та прогнозованої оцінки напруженого етапу згинаних елементів після посилення, необхідно визначати напружений стан елементів до посилення та

забезпечувати сумісну роботу початкової та додаткової арматури. Ще в роботі Онуфрієва Н.М. звертається увага на необхідність використання залишкової несучої здатності і її врахування із додатковою арматурою посилення.

В роботі Голишева А.Б., подано рекомендації по оцінці напруженого стану посилених згинаних елементів по розтягнутій зоні в залежності від рівня навантаження елемента перед посиленням. При посиленні не під навантаженням, розрахунковий опір основної арматури рекомендується визначати $R_{z1} = 0,8R_z$, якщо існуюча арматура на віддалі більше $0,5(h - x)$. Це дозволяє врахувати, що основна арматура стає ближче до нейтральної осі і для неї стає меншим h_0 . В дослідженнях Вахненко П.Ф., Клименко Ф. Є., Мальганов А.И., показано, що робота залізобетонних згинаних елементів до і після посилення, характеризується чітко вираженою нелінійністю, нерівномірністю, та незворотністю деформування і тому дуже важливим є врахування передісторії навантаження, яка суттєво впливає на міцність та деформацію посилених згинаних елементів. Подані приклади розрахунку посилень виконані без врахування напруженого стану до посилення, через приведений переріз свідчать про перерозхід арматури. Підкреслюється, що на практиці, на арматуру посилення частіше передають всі навантаження, що не економічно, і не реалізуються резерви міцності перерізу до посилення, не встановлюється рівень надійності конструкцій.

Автори підкреслюють необхідність проведення досліджень і розробки методів розрахунку напруженого стану згинаних елементів із врахуванням залишкових напружень до постановки додаткового оббетонування. Поки що автори пропонують розрахунок посилених елементів виконувати для приведенного перерізу. При посиленні незавантажених елементів в розрахунках враховувати початкову арматуру і бетон посилення, а при посиленні в завантаженому стані міцність елемента визначати при спільній дії нового бетону і балки. Зрозуміло, такий підхід до розрахунку посилення малозавантажених елементів робить його не економічним та матеріалозатратним.

Підкреслюється, що врахування передісторії напруженого стану до посилення суттєве для оцінки міцності посилених згинаних елементів не тільки із економічних міркувань, а і для визначення надійності конструкції.

В роботі Боярчука Б. А., проведено дослідження згинаних елементів посилених в ненапруженому стані в розтягнутій зоні різними способами. Посилення розглядаються як збільшення армування навантаженого елемента, а його міцність та деформація визначаються через приведений переріз, без врахування початкових напружень основної і додаткової арматур. Дослідження посилених елементів після виникнення в них тріщин підкреслюють необхідність врахування первинного напруженого стану при розрахунках міцності і деформації посилених згинаних елементів.

Михеєв И.И. аналізуючи багаточисельні приклади посилення згинаних конструкцій виробничих будинків підкреслює, що неврахування залишкової міцності при розрахунку посилення веде до значних запасів міцності і перерозходу матеріалів.

Вважаємо, що в зв'язку з тим, що як правило посилення на практиці проводиться під певним навантаженням і розрахункового опору в граничному стані при сумісній роботі спочатку досягає основна арматура, то слід розраховувати бетонну обойму в залежності від рівня початкових напружень в існуючій арматурі.

1.4. Збільшення січення елементів і їх з'єднань.

В залізобетонних конструкціях цей метод підсилення також широко застосовується. Балки можуть бути підсилені нарощуванням бетону в стиснутій зоні і приєднанням додаткової арматури і захисного шару бетону в розтягнутій зоні. Перед набетонкою існуючі бетонні поверхні очищують і обробляють для забезпечення зчеплення нового шару бетону зі старим. Армують новий шар бетону сіткою, яку кріплять дюбелями або анкерами до старого бетону.

При попередньому очищені ділянки арматури довжиною 50-100мм з кроком 300-500мм від захисного шару бетону до існуючої арматури приварюють

через прокладки(із коротунів арматури) нову арматуру, яка в подальшому захищається новим шаром мілкозернистого бетону по сітці.

1.5. Підсилення залізобетонних балок сітками з синтетичних ВОЛОКОН

Однією із систем підсилення, залізобетонних конструкцій, є система «Ruredil X Mesh Gold». Даний метод складається з сітки волокон Р.В.О.(поліпарафенілен бензооксазолу) у стабілізованій неорганічній матриці.

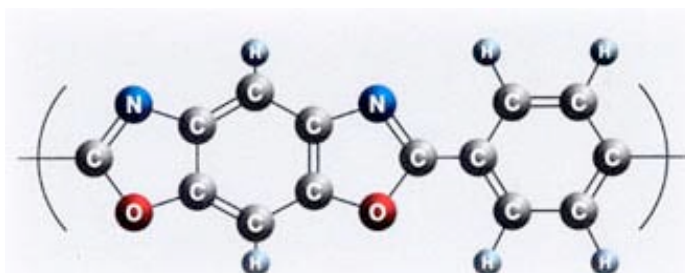
Ruredil X Mesh GOLD застосовується для армованого бетону і попередньо ущільнених армованих бетонних конструкцій з метою:

- Зміцнення на згин;
- Міцності на зсув;
- Зміцнення при крутних моментах;
- Зміцнення стиснуто-зігнутих балок з малим та великим ексцентриситетом;

Ruredil X Mesh GOLD застосовується при роботі у сейсмічних зонах для:

- Збільшення стійкості до простого змучення при згині або комбінованих стискаючих та згинаючих діях балок та колон;
- Збільшення стійкості до стиску на зсув балок та колон;
- Збільшення жорсткості контактних ділянок балок і колон за допомогою згинання;
- Збільшення стійкості до навантаження на розтяг панелей вузлів колон і балок при відповідності волокон до ізолати напруження на розтяг.

Нова система Ruredil X Mesh GOLD складається з сітки сплетеної з волокон поліпарафенілен бензооксазолу (Р.В.О.) сітки. Це синтетичний полімер що має молекулярну структуру показано на рисунку.



Є безліч активних вузлів цієї структури (атоми азоту, вуглецю, кисню), здатних до встановлення хімічного зв'язку з гідратованими сполуками у спеціальними неорганічними сполуками що зв'язуються з допомогою гідротехнічної реакції (Ruredil X Mesh M750 або цементні розчини). Даний ефект носить назву адгезії.

Новий механізм адгезії неорганічної матриці з волокна Р.В.О. і високі механічні властивості волоконно є двома факторами, що пояснюють відмінні механічні характеристики нового FRСМ з'єднання, яке, як ми побачимо пізніше, є вагомою перевагою з звичайними високоміцними полімерами.

Ефективність зміцнення на згин з допомогою Ruredil X Mesh GOLD для зміцнених бетонних балок була експериментально оцінена за допомогою тестувань на згин у трьох та чотирьох точках балки з привідною секцією 40 см х 25 см на прохідному отворі 1.6 м і 2.2 м. Були розглянуті різні типи зміцнення. Перевага зміцнення волокнами спостерігалася у всіх випадках. У порівнянні з випадком без зміцнення критичне навантаження зразка збільшується.

Система Ruredil X Mesh GOLD має такі особливості:

- стійкість до вогню ідентична стійкості бетонної основи;
- можливість накладання на вологу основу;
- легке накладання навіть на нерівній та нестійкій основі;
- сумісність з основою;
- продукт не токсичний;
- легке виконання: матеріал змішують з водою, кількість якої зазначена в технічній характеристиці. Отриману суміш наносять як звичайну цементну суміш, а після цього прикладається сітка;
- добра обробка: немає великої різниці у застосуванні системи в діапазоні температури від +5°C до +40°C.

Зміцнення на згин залізобетонних балок:

Зміцнення на згин зміцнених з Ruredil X Mesh Gold бетонних балок можна досягнути за допомогою застосування цієї системи на ділянках під тиском і

скріплення скобами, що спричинить збільшення розподіленого руйнівного навантаження на приблизно 10-30 % або більше від поточного значення.

Типова структура зміцнення складається зі смужок змінної довжини у внутрішній частині, можливо перегорнутих на бокову поверхню і там, де можливо, з щонайменше одною U-подібною смужкою, зчепленою на кінці поздовжнього верхнього шару.

Найпоширеніші три способи зміцнення, в яких кількість потрібних шарів сітки повинна бути визначена на підставі розрахунку прогину балки. У першому методі мають місце лише поздовжні смуги сітки, а в другому – поздовжні смуги і смуги у формі букви U на кінцях зміцнюваної зони. У третьому методі мають місце поздовжні смуги сітки та смуги на бокових поверхнях. Якщо це можливо, рекомендується застосування третього методу, в якому загинання “U” на бокових поверхнях мають принаймні половину ширини поздовжніх смуг. Аналіз останніх досліджень по підсиленню системами сіток з волокон Р.В.О.

Також для підсилення використовують сітку з вуглецевого волокна, яка з’єднується з бетонною основою за допомогою мінерального розчину (система Ruredil X Mesh C10/M50). Ruredil X Mesh C10/M50 представляє світову інновацію в сфері систем конструкційних укріплень. Вона використовує високостійкі вуглецеві волокна. На сьогоднішній день вуглецеві волокна, Kevlar, скляні волокна і т. п., у випадку укріплення конструкційних елементів з’єднуються з основою, що укріплюється, за допомогою смол (епоксидна чи поліуретанова смола). Ці системи визначаються аббревіатурою FRP. В системі Ruredil X Mesh C10/M50, на відміну від FRP, застосовується неорганічний розчин, що складається із гідравлічного в’язучого матеріалу та спеціальних добавок, які хімічно, фізично і механічно сумісні з мінеральною основою, а саме - цегляним муром. Аббревіатура цієї системи – FRCM.

Ruredil X Mesh GOLD пропонує наступні переваги над системою FRP, в якій використовуюся епоксидні або поліефірні смоли:

- Стійкість до високих температур

Системи FRP втрачають свої механічні властивості у вогні через брак стійкості до вогню у смол, що використовуються для прикріплення волокон до конструкції. Поліефірні та епоксидні смоли втрачають свої механічні властивості при температурах 80 – 120 °С.

- Можливість застосування неорганічного матеріалу на вологих основах

Системи FRP можна застосовувати лише для сухих основ, оскільки поліефірні і епоксидні смоли не будуть каталізувати у присутності води.

- Простота у використанні

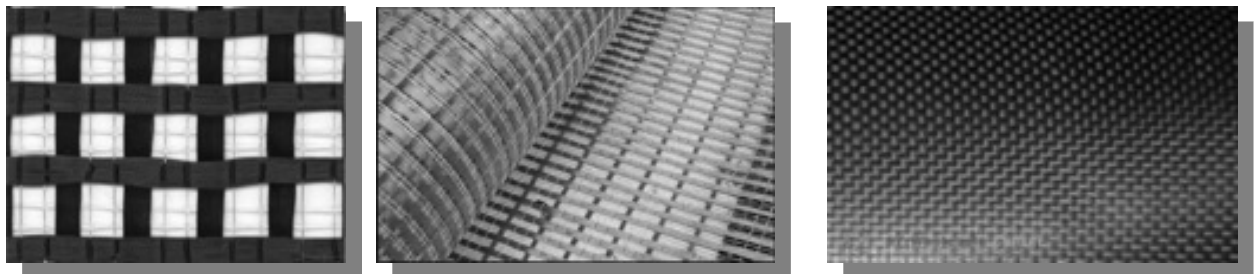
Неорганічна матриця змішується з водою і застосовується як звичайний цементний розчин зі структурною сіткою РВО, втопленою в ньому.

- Застосування і обробка

Немає суттєвої різниці у часі для обробки при 5 °С і 40 °С. Термін придатності смол залежить від температури, що обмежує можливість застосування FRP за несприятливого теплового режиму і режиму вологості.

- Ruredil X Mesh GOLD застосовується при звичайних умовах праці, потрібних для цементних розчинів.
- Пристрої можна відмивати водою

Окрім того через наявність хімічного зв'язку, РВО волокна, як передбачається, мають кращий механічний зв'язок з бетонним елементом, ніж у вуглецевих волокон на клеях.



1)

2)

3)

Рисунок 1. Високоміцні полімери.

- 1) Карбонова сітка
- 2) Р.В.О. сітка
- 3) Карбонова плівка

Таблиця 1. Характеристики деяких високоміцних полімерних матеріалів для підсилення з/б елементів.

№	Армуючий матеріал	Межа міцності на розтяг (N/mm ²)	Деформація при руйнуванні (%)	Модуль Юнга (Гпа)	Номінальна товщина (mm)
1	Сітка з вуглецевих волокон	3500	15	240	0,047
2	Сітка з волокон РВО	5800	21,5	270	0,046
3	Вуглецева плівка	3500	15	240	0,022

1.6. Аналіз останніх досліджень по підсиленню системами сіток з волокон Р.В.О.

1.6.1. Дослідження політехнічного університету в Мілані.

1.6.1.1. Експериментальні зразки.

8 залізобетонних балок з геометричними властивостями 2000x40x20, з повздовжньою арматурою 3 ϕ 16 А500с в нижній та верхній зоні.

Дві балки були посилені 2-ма шарами Ruredil X Mesh Gold наклеєними на нижню грань балки і П-подібною обоймою на дію зсуву підкріплення на кінцях (АС1а і АС1б)

Дві балки були посилені 1-м шаром Ruredil X Mesh Gold наклеєним на нижню грань балки і П-подібною обоймою на дію зсуву підкріплення на кінцях (СС1а і СС1б)

Дві балки були посилені 1-м шаром Ruredil X Wrap 310 наклеєним на нижню грань балки і П-подібною обоймою на дію зсуву підкріплення на кінцях (ЕС1 та ЕС2)

Випробування балок було проведено прикладанням зосередженого навантаження в середині прольоту із вимірюванням прогину.

При навантаженнях 30 кН і 70 кН балки були звільнені від них і потім піддають повторному завантаженню.

1.6.1.2. Аналіз результатів

Результати досліджень показані на графіку завантаження до деформацій.

(Для зручності читання, цифри не показують точки, в яких навантаження було зняте.)

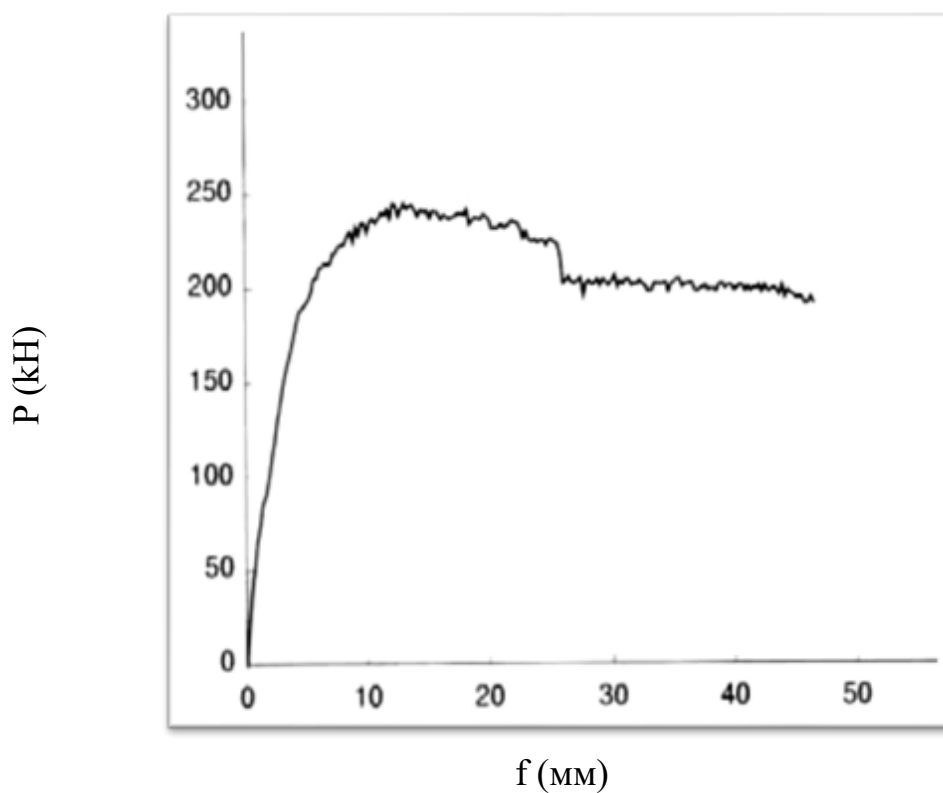


Рисунок 2. Прогин балок серії ВС

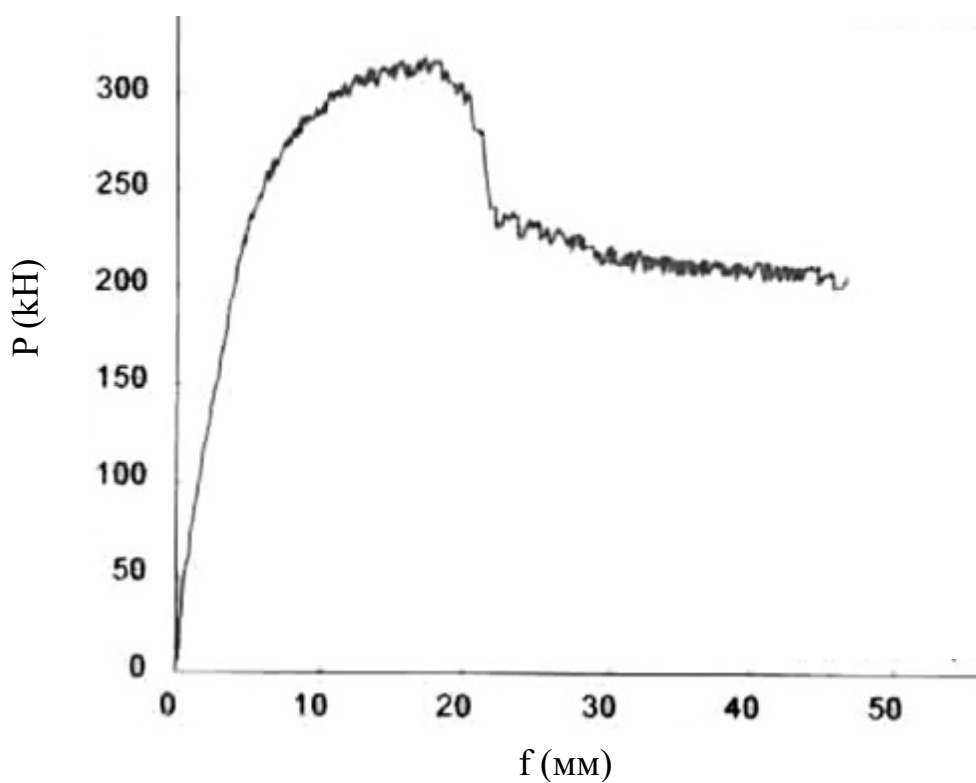


Рисунок 3. Прогин балок серії АС.

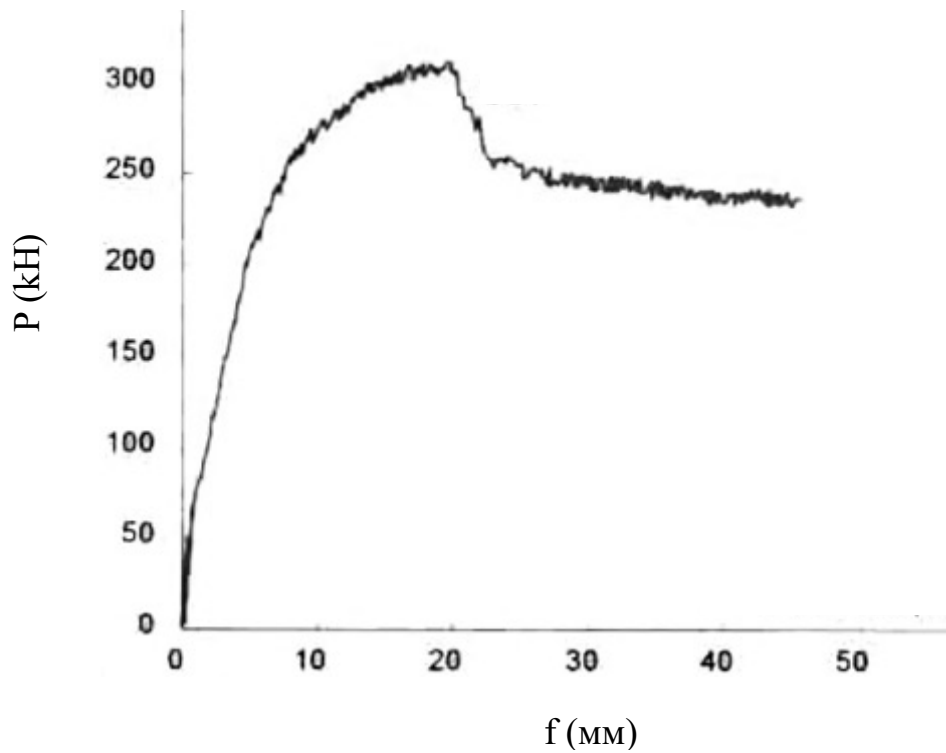


Рисунок 4. Прогини балок серії СС.

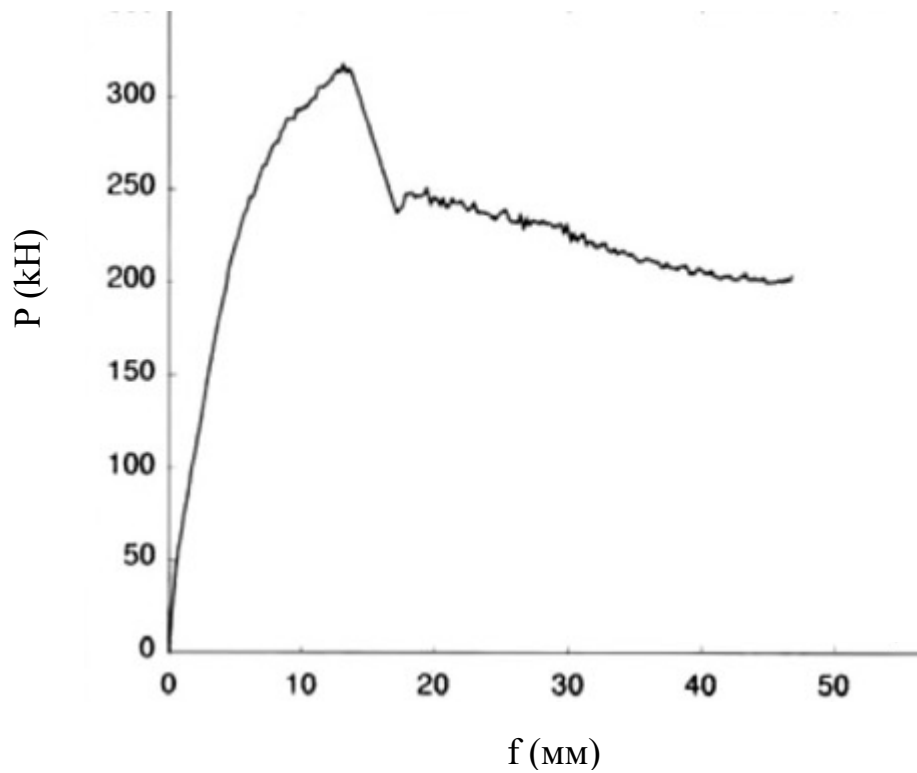


Рисунок 5. Прогин балок серії ЕС.

Таблиця 2. Усереднені навантаження та прогини для всіх зразків.

Маркування балок	Максимальне навантаження, кН	Деформації при максимальному навантаженні, мм
BC	255.86	14.52
AC	319.33	17.19
CC	311.98	19.61
EC	321.09	13.76

1.6.1.3. Коментар за підсумками експерименту

Діаграми для неармованих зразків показують що перший стан без тріщин (перший сегмент), фаза з крекінгу, в якій сталь, як і раніше працює в пружній стадії (до точки коліна, відповідні стану текучості сталі) і етап в яких навантаження збільшується (помірно), як сталь твердне і плече внутрішнього крутного моменту збільшується.

Діаграми для посиленого зразки так само, як для неармованих зразків до текучості сарматури; після цієї події навантаження все ще може бути значно збільшене завдяки пружно пластичній поведінці армуючих волокон до точки зламу, в якій розтягуюче напруження продовжує рости з деформаціями.

У порівнянні з неармованими зразками, всі зразки показали посилений ріст міцності після проходження межі плинності стали (через вклад високоміцних полімерів, які поглинають частину розтягуючих напружень).

Межа була більш пластична і у випадку зразків армованих ПБО-FRCM (Ruredil X Mesh GOLD), ніж у випадку зразків армованих C-FRP (Ruredil X Wrap 310), оскільки показало поступове вивільнення армування (через ковзання між матрицею і волокно), а другий продемонстрував раптовий загін всієї арматури.

Ця різниця в поведінці з'явилися систематично у всіх зразків, випробуваних: після піку, навантаження розворот кривої для зразків армованих ПБО-FRCM поступово повертається до того ж що і лінії неармованих зразків, а вантаж-розвороту кривої зразків армованого вуглепластиком показують різке падіння навантаження після піку. Збільшення навантаження розпаду, отримані з Ruredil X Mesh GOLD, як для Ruredil X Wrap 310. показує, що максимальне навантаження 321.09kN і 319.33kN для Ruredil X Wrap 310 (ЄК) і Ruredil X Mesh GOLD (АС), відповідно.

Ці результати по балках підтвердити результати, отримані зі зразками меншого перетину, в яких порівняння різних FRCM показав чудові характеристики Ruredil X Mesh GOLD над усіма іншими FRCM в.

1.6.2. Дослідження Державного науково-дослідного інституту будівельних конструкцій.

1.6.2.1. Мета і завдання досліджень.

Основною метою випробувань є визначення експериментальними методами довжини зони анкерування системи посилення Ruredil X Mesh GOLD при дії розтягуючих зусиль. При цьому повинні бути визначені зони анкерування для одношарової і двошарової конструкцій підсилення.

Відповідно до технічної документації (1; 2), довжина зони анкерування системи посилення Ruredil X Mesh GOLD визначена як ефективна довжина передачі розтягуючого зусилля L_{eff} , що залежить від енергії руйнування на грані сітки з волокон РВО з основою. За даними рекомендованими фірмою виробником – 200-250мм. Дані про величину L_{eff} для двошарового армування відсутні. Відсутні також діаграми деформування сітки з волокон Р.В.О. необхідні для розрахунку посиленних перерізів конструкцій за деформованою схемою. У зв'язку з викладеним ставиться мета експериментального визначення нормативних значень характеристик матеріалів (сітки з волокон РВО і розчину неорганічної матриці Ruredil X Mesh M750) відповідно до стандартів Україною, за яким передбачається обчислити розрахункові характеристики.

При проведенні випробувань повинні бути вирішені наступні завдання:

- Визначення довжини зони анкерування L_{an1} одношарової системи посилення Ruredil X Mesh GOLD;
- Визначення довжини зони анкерування L_{an2} двошарової системи посилення Ruredil X Mesh GOLD;
- Визначення нормативного опору розчину Ruredil X Mesh M750 осьовому стиску R_{rn} і осьовому розтягуванню R_{rtn} відповідно до стандартів на випробування розчинів (3);

- Визначення нормативного опору матеріалу волокон R_{vn} по діаграмі деформування як величини, що відповідає залишковим відносно видовження 0,2%.

1.6.2.2. Методика досліджень.

Параметри дослідних зразків

Один дослідний зразок складається з двох залізобетонних призм розмірами 10x10x50 см. Призми виготовляється з важкого бетону класу В25. Армуються призми каркасами з поздовжньою робочою арматурою 4 \varnothing 10 А400с і поперечною арматурою із дроту \varnothing 3 Вр-1. По центральній поздовжньої осі призми на всю її довжину встановлюється анкерний стрижень \varnothing 22 А400с, який випускається за торцеву грань з одного боку призми на 33 см. Загальна кількість дослідних зразків - 30, загальна кількість призм - 60.

Дослідні зразки поділяються на чотири серії, що відрізняються конструкціями посилення:

Серія ПВ. Складається з 6-ти зразків. Відстань між вільними торцями призм становить 20 см. Зразки посилюються по двох протилежних гранях призм одношарової системою Ruredil X Mesh GOLD. При цьому довжина зони анкерування приймається на всю довжину призм (50 см).

Серія ДА. Складається з двох партій по 5 зразків у кожній партії. Зразки кожної партії, посилюються по двох протилежних гранях призм одношарової системою Ruredil X Mesh GOLD. При цьому довжина зони анкерування попередньо приймається $p \times 10$ см, де p - номер зразка в партії.

Серія 2ДА. Складається з двох партій по 5 зразків у кожній партії. Зразки кожної партії, посилюються по двох протилежних гранях двошаровою системою Ruredil X Mesh GOLD. При цьому довжина зони анкерування попередньо приймається $p \times 10$ см, де p - номер зразка в партії.

Серія Р. Складається з 4-х зразків. Зразки цієї серії не підлягають посиленню і є резервними.

Методика проведення досліджень.

Дослідні зразки випробовуються на силовій підлозі за схемою осьового розтягу. Випробувальна установка складається з траверси, опорних тумб і двох гідравлічних домкратів вантажопідйомністю 20 т. Для закріплення зразка у випробувальній установці до його анкерним стрижням приварюються фіксатори.

Вимірювання осьових деформацій необхідно виконувати на базі 200 мм, симетрично розташованій щодо середнього поперечного перерізу зразка. Для вимірювань використовуються 4 індикатора годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. У плані розміщення вимірювальних приладів приймається симетричним щодо поперечного перерізу зразка з максимально можливим відстанню між ними. Прилади встановлюються на бетон по двох протилежних не підсилених гранях зразка.

Зразки ПВ.1 навантажуються випробувальної розтягує навантаженням до руйнування. При цьому розрахункове значення навантаження, що відповідає руйнуванню зразка, становить 52,8 кН. Під руйнуванням розуміється розрив сітки з волокон РВО.

Зразки ПВ.2 навантажуються ступенями по 0,1 від критичного навантаження що відповідало 5 кН.

Зразки ДА, 2ДА навантажуються ступенями Таблиця 3. Ступені еавантаження зразків ДА..

Таблиця 3. Ступені еавантаження зразків ДА.

Марка зразка	Навантаження на ступенях, кН.									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ДА.1.1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
ДА.1.2										
ДА.2.1	7,5	15	22,5	30	37,5	45	52,5	60	67,5	75
ДА.2.2										
ДА.3.1	7,5	15	22,5	30	37,5	45	52,5	60	67,5	75
ДА.3.2										
ДА.4.1	7,5	15	22,5	30	37,5	45	52,5	60	67,5	75
ДА.4.2										
ДА.5.1	7,5	15	22,5	30	37,5	45	52,5	60	67,5	75
ДА.5.2										
2ДА.1.1	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
2ДА.1.2										
2ДА.2.1	12,5	25	37,5	50	62,5	75	87,5	100	112,5	125
2ДА.2.2										
2ДА.3.1	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150
2ДА.3.2										
2ДА.4.1	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150
2ДА.4.2										
2ДА.5.1	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150
2ДА.5.2										

1.6.2.3. Результати випробувань.

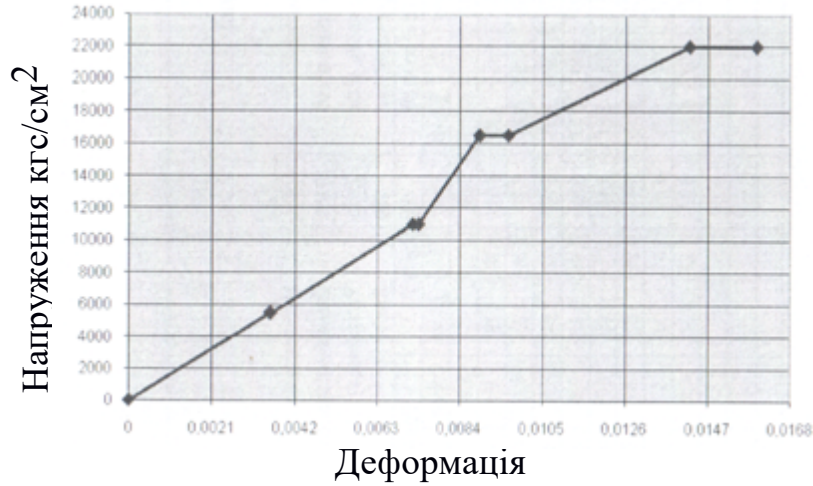


Рисунок 6. Діаграма деформації зразка типу ПВ1.

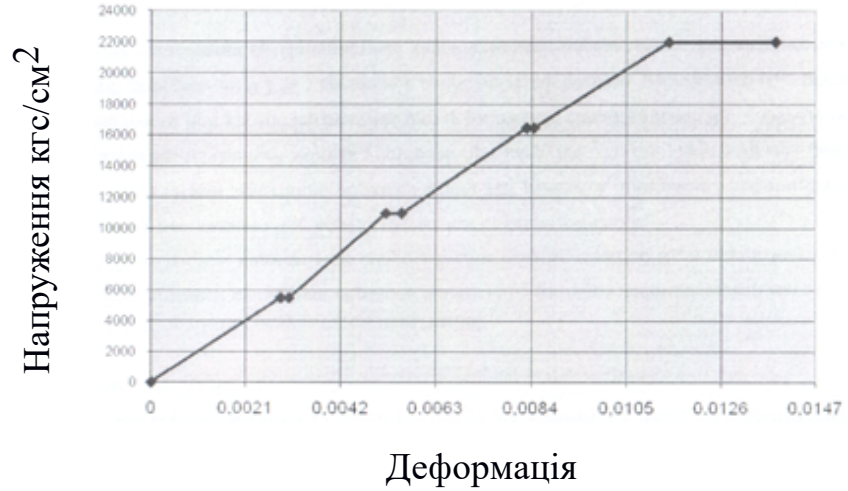


Рисунок 7. Діаграма деформації зразка типу ПВ2.

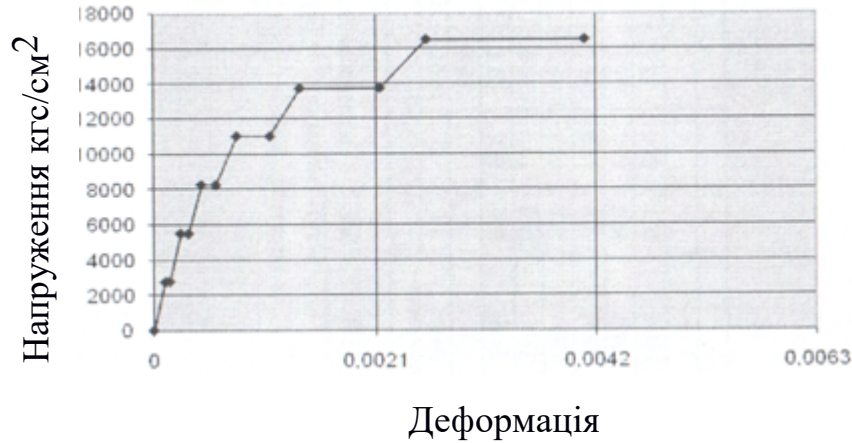


Рисунок 8. Діаграма деформації зразка типу ДА1.1.

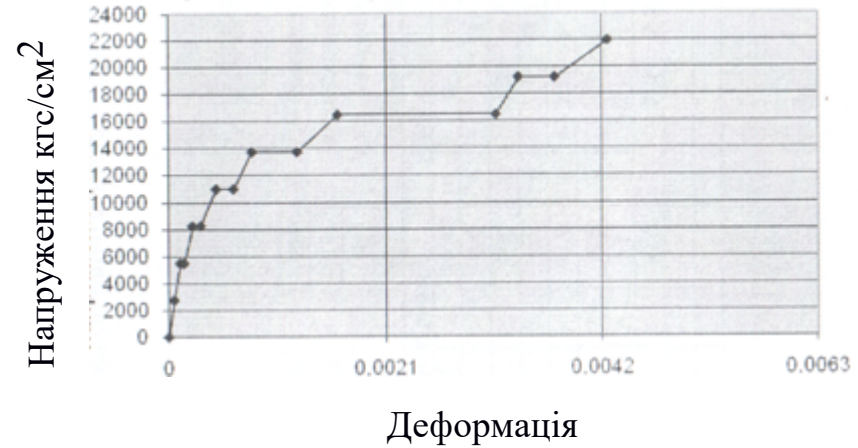


Рисунок 9. Діаграма деформації зразка типу ДА1.2.

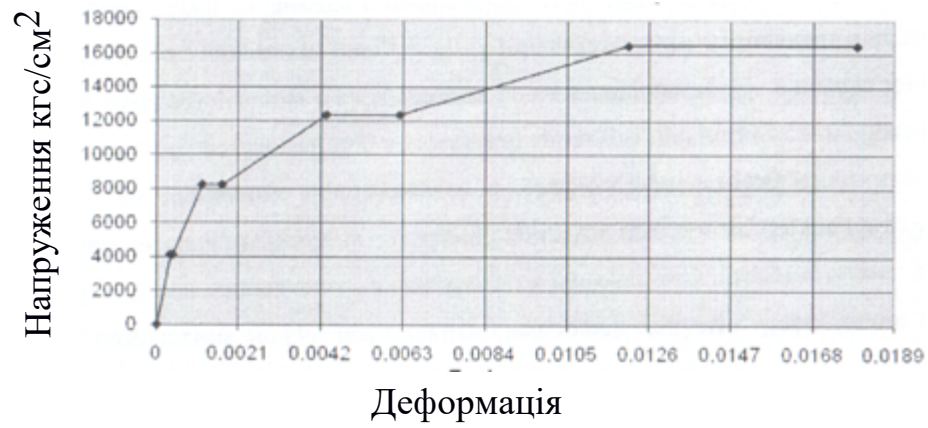


Рисунок 10. Діаграма деформації зразка типу 2DA5.1.

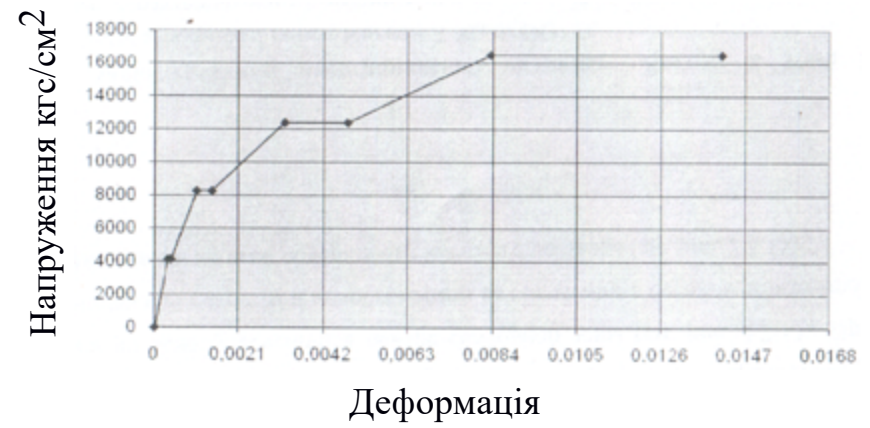


Рисунок 11. Діаграма деформації зразка типу 2DA5.2.

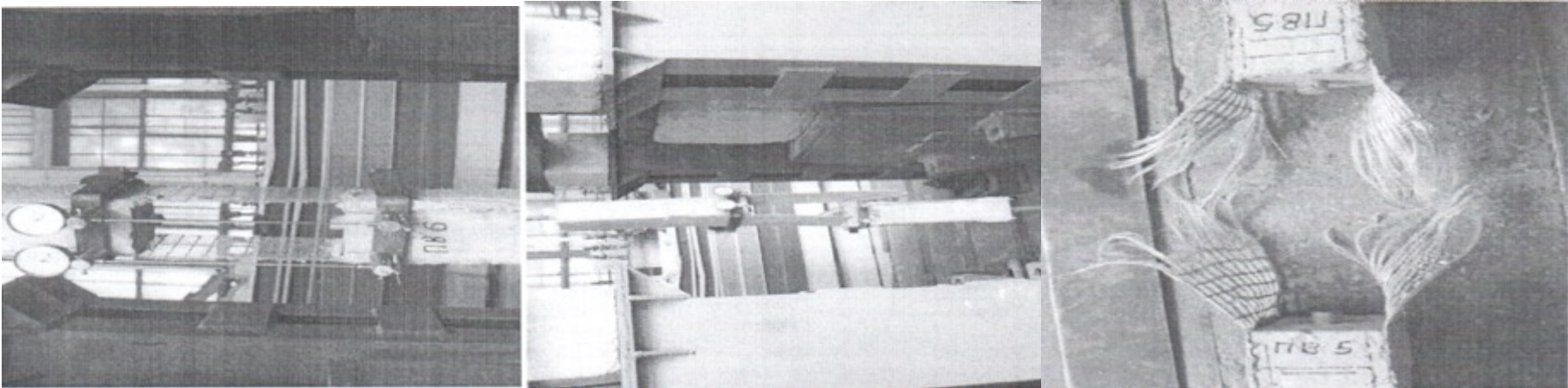


Рисунок 12. Результати випробувань.

Таблиця 4. Міцнісні та деформативні характеристики арматури Ruredil X Mesh Gold по результатам дослідження зразків ПВ.

Марка	Rsu, МПа	εsu	E _s , ГПа	Rsn, МПа	εsn	Esp, ГПа	Esh, ГПа	Tbu, МПа	Форма руйнування
ПВ.1	2200	0,01	192,3						Розрив Р.В.О. волокна
ПВ.2	2200	0,014	155,4						Розрив Р.В.О. волокна
ПВ.3	2400	0,013	203,9	2000	0,01	217,6	212,3		Розрив Р.В.О. волокна
ПВ.4	2000	0,011	181,1	2000	0,012	212,9	212,9		Розрив Р.В.О. волокна
ПВ.5	2200	0,011	208,3						Руйнування січення
ПВ.6	2200	0,015	153,1	1700	0,007	242,9		0,2	Зсув по грані розчину

Таблиця 5. Міцнісні та деформативні характеристики арматури Ruredil X Mesh Gold по результатам дослідження зразків ДА і 2ДА.

Марка	Кількість шарів	Lap, см	N _u , кг	τ _и , МПа	σ _e , МПа	ε _e ,%	σ _u , МПа	ε _u ,%	E _{сгос} , ГПа	Форма руйнування
ДА.1.1	1	10	2000	1	1650	0,15	2200	0,42	512	По розчину
ДА.1.2	1	10	1600	0,8	1400	0,14	1650	0,42	652	По розчину
ДА.2.1	1	20	1700	0,44	1100	0,12	1650	0,45	320	По розчину
ДА.2.2	1	20	2000	0,5	1600	0,25	2200	0,52	367	По розчину
ДА.3.1	1	30	2000		1900	0,42	2200	0,84	259	По сітці
ДА.3.2	1	30	1500	0,25	1100	0,29	1400	0,53	276	По розчину
ДА.4.1	1	40	2250		1650	0,1	2450	0,95	463	По сітці
ДА.4.2	1	40	2750		1900	0,1	2750	0,95	280	По сітці
ДА.5.1	1	50	2000		1400	0,21	2200	0,85	321	По сітці
ДА.5.2	1	30	2300	0,38	1650	0,21	2450	1,26	197	По розчину
2ДА.1.1	2	10	2500	1,25	800	0,13	1100	0,3	339	По розчину
2ДА.1.2	2	10	2000	1	550	0,1	1100	0,45	236	По розчину
2ДА.2.1	2	20	3550	0,89	1250	0,21	1630	0,63	262	По розчину
2ДА.2.2	2	20	3700	0,93	1250	0,18	1630	0,43	383	По розчину
2ДА.3.1	2	30	3000	0,5	1250	0,19	1650	0,73	217	По розчину
2ДА.3.2	2	30	3550	0,59	1250	0,1	1650	0,7	227	По розчину
2ДА.4.1	2	40	3000	0,38	850	0,2	1250	0,3	359	По розчину
2ДА.4.2	2	40	3700	0,46	1200	0,4	1650	1,1	146	По розчину
2ДА.5.1	2	50	3750	0,38	1200	0,3	1650	0,84	198	По розчину
2ДА.5.2	2	50	3750	0,38	1200	0,2	1650	1,1	136	По розчину

1.6.2.4. Коментарії за результатами досліджень

На підставі проведеного аналізу можна зробити наступні висновки:

1. Сертифікати на поставлену партію арматурних сіток з високоміцних волокон системи Ruredil X Mesh GOLD підлягають уточненню. Для практичного застосування зовнішнього армування системою Ruredil X Mesh GOLD рекомендується приймати:

- Розрахунковий опір волокон при умовній товщині сітки 0,0455 мм 1800 МПа;
- Модуль деформації 220 ГПа;
- Допустима деформація розтягування 0,8%.

2. Для забезпечення надійного анкерування сітки з високоміцних волокон та забезпечення спільної роботи зовнішнього армування системи Ruredil X Mesh GOLD з посилюваної залізобетонною конструкцією слід застосовувати неорганічну матрицю (склеювальний розчин) з розрахунковим опором на зсув не менше 1,8 МПа. При цьому технологічно повинно бути забезпечено розрахункове зчеплення матриці з поверхнею бетону, величина якого не повинна бути менше розрахункового опору зсуву розчину.

3. Сертифікати на поставлену неорганічну матрицю Ruredil X Mesh M750 підлягають уточненню. Так, наприклад, при виготовленні зразків ПВ.6 міцність неорганічної матриці на зрушення склала 0,2 МПа при розрахунковій міцності 1.8 МПа. При цьому розрахункове значення міцності розчину на зсув з забезпеченістю 0,95 склало за даними випробувань 0,14 МПа. Для практичного застосування зовнішнього армування системи Ruredil X Mesh GOLD міцнісні характеристики неорганічної матриці повинні повністю відповідати даним, прийнятим в документах (1; 2; 4).

1.7. Задачі досліджень

Основними задачами досліджень є:

- проаналізувати стан дослідження способів підсилення залізобетонних конструкцій;
- розглянути основні способи посилення залізобетонних конструкцій;
- апробувати методику дослідження залізобетонних згинаних елементів посиленних системою Ruredil X Mesh Gold під навантаженням;
- експериментально дослідити деформативність залізобетонних балок підсиленних під навантаженням;
- уточнити методику розрахунку деформативності посиленних під навантаженням балок;
- оцінити економічну ефективність різних способів посилення.

Висновки до розділу 1

1. Міцність та деформації залізобетонних балок вивчені недостатньо, а експериментальних даних про міцність підсилених залізобетонних балкових елементів ще менше. Потрібно проводити дослідження, які б дали можливість судити про вплив різних факторів на міцність підсилених конструкцій під навантаженням.
2. Подальші перспективи дослідження способів посилення залізобетонних конструкцій обумовлено удосконалювання методів напруження посилюючих конструкцій
3. Підсилення сіткою з волокон Р.В.О. (тобто збільшення поперечних перерізів конструкцій) не супроводжується змінами початкової розрахункової схеми підсиленої конструкції або її напруженого стану.
4. Підсилення згинаних елементів сіткою з волокон Р.В.О. є одним із способів посилення, що дозволяє частково відновити втрачену несучу здатність або збільшити її для необхідного навантаження а також підвищити жорсткість елемента.

Розділ 2.

2. Методика експериментальних досліджень. Матеріали та конструкція зразків.

2.1. Основні параметри дослідних зразків

В рамках дослідження, для реалізації сформульованої мети роботи, випробовувалось вісім залізобетонних балок, підсилених під навантаженням різних рівнів. Перші дві балки були звичайні непідсилені, наступні дві балки – підсилені без навантаження. Величина навантаження, під яким знаходились п’ята і шоста посилювані балки, складала 0.4, сьома та восьма – 0.6 відповідно до моменту текучості арматури звичайної непідсиленої балки. Через 5 діб після посилення сіткою з волокон Р.В.О., балки випробовувалась короткотривалим навантаженням до руйнування.

Принцип маркування експериментальних балок:

Б – балка

З – звичайна непідсилена балка

П – підсилена балка

В першу групу цифр входять дві цифри, перша з яких вказує серію балок, друга – порядковий номер балки даної серії (1...4). Друга цифра – показує до якого рівня від максимального, прийнятого по текучості арматури залізобетонних балок при короткотривалому випробуванні, було завантажено балку ($0.4 M_u^{\text{exp}}$, $0.6 M_u^{\text{exp}}$, $0 M_u^{\text{exp}}$). Для прикладу, маркування “БП-1.3-0.0” вказує, що третя балка першої серії підсилена сіткою з волокон Р.В.О., з рівнем навантаження 0,0 від максимального.

Для експерименту були обрані вісім однотипних залізобетонних балок довжиною 2100 мм, шириною 100 мм і висотою 200 мм. Діаметр стержневої повздовжньої робочої арматури балок класу А400с становив 12 мм, конструктивної і поперечної арматури класу Вр-I – 5 мм; крок поперечної

арматури – 65...120 мм. З'єднання арматури в просторовий каркас виконано у заводських умовах контактним зварюванням, а складання каркасів за допомогою електродуговою зваркою електродами Monolit Exclusive d 3. До робочої арматури було приварено чотири металеві тримачі індикатора по центрі робочої розтягнутої арматури з відстанню 100мм в різні сторони від центра.

Загальний вид балок та конструкцію арматурного каркасу показано на Рисунок 13. Конструкція експериментальних балок.

Усі балки були виготовлені в заводських умовах з одного замісу бетону. Паралельно з балками сформовано контрольні куби та призми. Для виготовлення зразків був прийнятий такий склад бетону: Ц:П:Щ=1:1,14:2,62 при водоцементному відношенні В/Ц=0,35 (цемент – марки М-400 Миколаївського цементного заводу; пісок – кварцовий Славутського кар'єру Хмельницької області без домішок з модулем крупності $M_c=2.04$; щебінь – гранітний Селіщанського кар'єру Рівненської області фракції 5...10 мм – 45%, 10...20 мм – 55%).

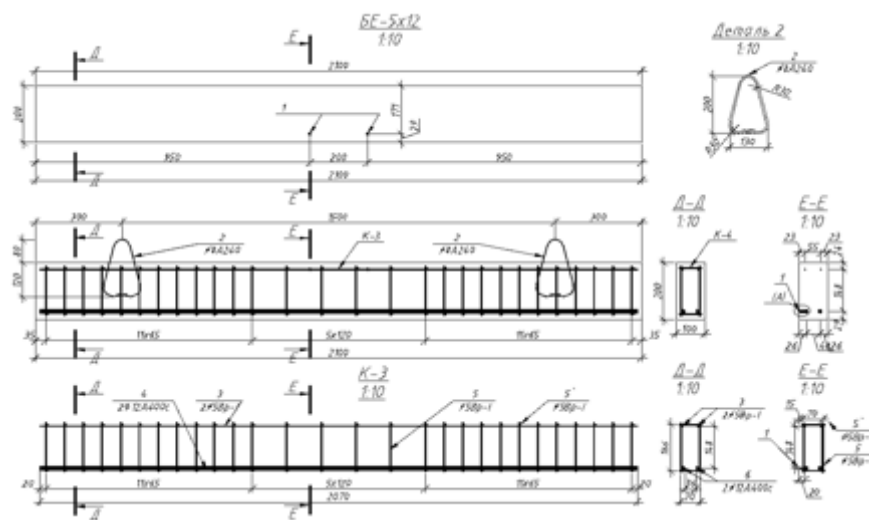


Рисунок 13. Конструкція експериментальних балок.

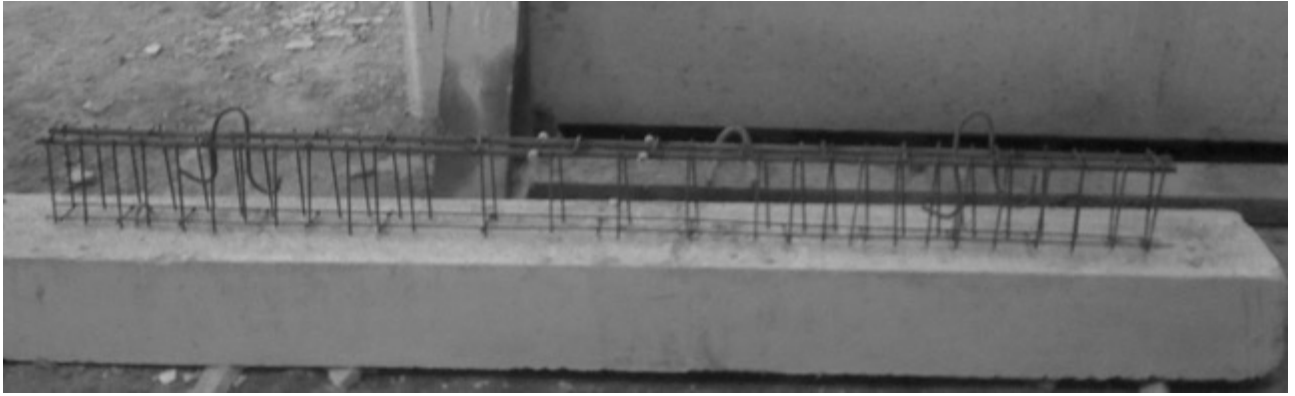


Фото 1. Арматурний каркас експериментальних балок.

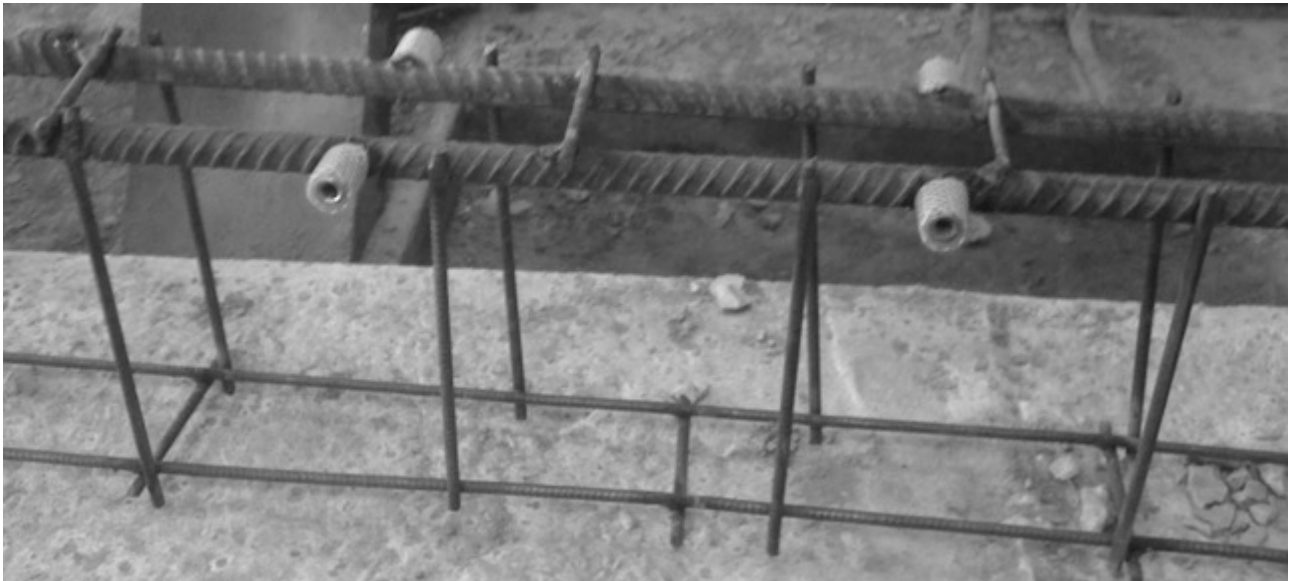


Фото 2. Місця кріплення тримачів для індикаторів в арматурному каркасі.

2.2. Характеристика матеріалів виготовлених зразків.

Визначення механічних характеристик сталей стержневої арматури проведено на стандартних зразках, що були виготовлені безпосередньо з використаних арматурних стержнів. Зразки випробовувались на розривній машині ГМС-50 з одночасним записом діаграми розтягу.

Окрім цього, було здійснено ряд експериментальних випробовувань міцності бетону на стиск – використовуючи куби з ребром 100 мм. Також визначено призмову міцність і початковий модуль пружності призм довжиною 600x150x150. Усі експериментальні зразки, що використовувались для визначення характеристик бетону, виготовляли з тих же замісів, що і відповідна серія балок.

Таблиця 6. Характеристики експериментальних балок.

№ п/п	Шифр балок	Переріз балок bхh, мм	Арматура				Бетон				
			Площа перерізу см ²	Межа текучості σ	Межа міцності	Модуль пружності	Початковий відсоток армування робочої арматури %	Марка по водопроникності	Призмova міцність, МПа	Міцність на розтяг, МПа	Модуль деформацій $E_b \cdot 10^4$, МПа
1	БЗ-1.1.	200х100	\varnothing \varnothing $\frac{2,26 (2 \text{ 12A400c})}{0,39 (2 \text{ 5 Вр-II})}$	432	560	2,06	1,2	W6	39,5	2,9	3,37
2	БЗ-1.2.										
3	БП-1.3.-0.										
4	БП-1.4.-0.										
5	БП-1.5.-0.4.										
6	БП-1.6.-0.4.										
7	БП-1.7.-0.6.										
8	БП-1.8.-0.6.										

2.3. Методика експериментального дослідження підсилених балок на згин

Навантаження з першої по четверту балку проходило в один етап, з п'ятої по восьму – у два етапи. Спочатку двома зосередженими силами, прикладеними по верхній грані в третинах прольоту, навантаження доводилося до необхідного проектного рівня $0.4 M_{u1}^{exp}$, $0.6 M_{u1}^{exp}$). Це була короткотривала складова випробування балки. Потім навантаження фіксувалося за допомогою системи тяжів, які служили для утримання навантаження протягом 5 діб. Перед безпосереднім випробуванням, тяжі замінювались знову на домкрат. Значення зусилля контролювалося двома проторованими кільцевими динамометрами, які були опорами балок. При цьому один динамометр був рухомою опорою, а другий – нерухомою.

Таблиця 7. Характеристики підсиленних експериментальних балок.

№ п/п	Шифр балок	Переріз балок bхh, мм	Арматура				Арматура підсилення (сітка з волокон Р.В.О.)			
			Площа перерізу см ²	Межа текучості σ	Межа міцності	Модуль пружності	Початковий відсоток армування робочої арматури %	Площа перерізу	Міцність на розтяг	Модуль пружності
1	БП-1.3.-0.0	200x100	∅ 2,26 (2 ∅ 12А400с) 0,39 (2 ∅ 5 Вр-II)	432	560	2,06	1,2	0,045	5800	2,7
2	БП-1.4.-0.0									
3	БП-1.5.-									
4	БП-1.6.-									
5	БП-1.7.-									
6	БП-1.8.-									

2.3.1. Завантаження балок до моменту підсилення сіткою з волокон Р.В.О.

Завантаження балок відбувалося двома зосередженими силами, прикладеними по верхній грані в третинах прольоту

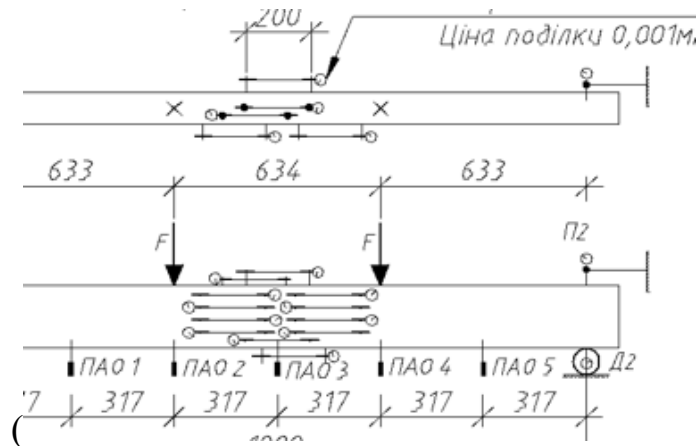


Рисунок 14. Схема розташування приладів при навантаженні балки.). Навантаження

прикладалося ступенями $\Delta F = 0,05F_{\max}$, до утворення тріщин і далі $\Delta F = 0,1F_{\max}$ з витримкою після кожного завантаження 15 хв. З них 10 хв. – до знімання показів приладів і 5 хв. – під час знімання показів. Всі покази заносилися в комп'ютер, де за допомогою програмного комплексу Microsoft Office Excel частково оброблялися. Прикладання зосереджених сил відбувалося

за допомогою гідравлічного домкрату потужністю 500 кН (50 т) та розподільчої траверси. Значення зусилля контролювалося зразковим манометром, проторованим разом з насосною станцією і домкратом, а також двома кільцевими динамометрами, розташованими на опорах балок.

В процесі навантаження фіксувалися прогини, деформації бетону і арматури балок, а також Проковзування та відшаровування високоміцної арматури, також вівся контроль за моментом утворення тріщин і їх розвитком. Розвиток тріщин визначався і фіксувався візуально за допомогою мікроскопа МПБ-2М.

Прогини балок замірювалися за допомогою чотирьох прогиномірів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Два з них були встановлені на опорах, на верхній грані балки, для визначення величини просідання опор. Два інших індикатора – підводилися до нижньої грані балки: посередині балки. Індикатори кріпилися на штативах, що зберігали свою незмінність в процесі деформування балки.

Деформації бетону замірювалися мікро-індикаторів годинникового типу зі шкалою 0,001 мм. Два індикатори закріплювався у додатково наклеєних тримачах на висоті від грані балки $h \sim 50$ мм для замірювання деформацій стиснутої зони бетону, дані індикатори були розведені порізних гранях, таким чином один відігравав роль основного а інший дублюючого, ще два індикатори – на арматурних стержнях, і два прогиноміра типу ПАО - на нижній грані балки. Інші 8 індикаторів були наклеєні по боковій грані балки з базою вимірювання 200 мм. Це давало можливість встановити деформації бетону по висоті перерізу балки. Індикатор, закріплений на верхній грані балки, ілюстрував деформації бетону на висоті $h \sim 50$ мм.

Розміщення вимірювальних приладів на експериментальних балках-зразках і
схема прикладання навантаження подано на

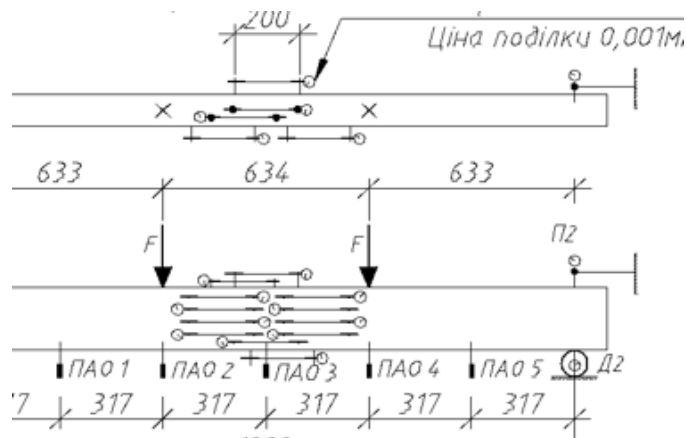


Рисунок 14. Схема розташування приладів при навантаженні балки. Стенд для випробувань балок на згин короткотривалим навантаженням представлений на Рисунок 15. Загальний вид стенда для випробування балок на згин короткотривалим навантаженням.

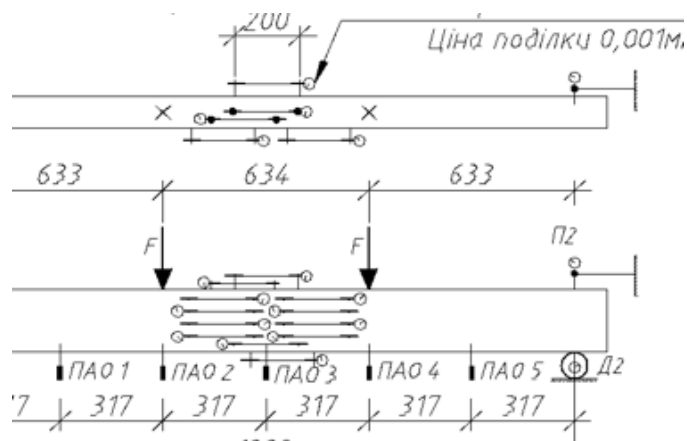


Рисунок 14. Схема розташування приладів при навантаженні балки.

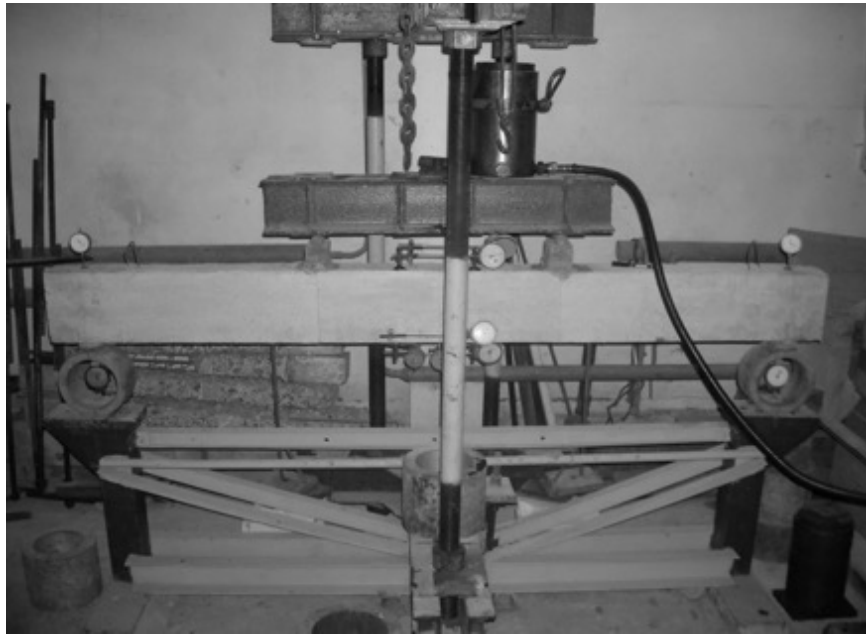


Рисунок 15. Загальний вид стенда для випробування балок на згин короткотривалим навантаженням.

2.3.2. Підсилення балок сіткою з волокон Р.В.О.

Підсилення відбувалося по нижній грані балки. Безпосередньо перед підсиленням:

а) Підготування основи

Був усунутий пил, зайві деталі, жирні плями і т.п., а тоді обережно обезжирено розчинником і зволожено водою

б) Підготування будівельного розчину Ruredil X Mesh M750

В посуд було приблизно 90% необхідної кількості води, тоді з безперервним змішуванням додавалось суміш Ruredil X Mesh M750 для того, щоб уникнути утворення згусток. Змішування проводилось протягом 3 хвилин; далі додали решту води таким чином, щоб її загальна кількість відповідала кількості, потрібній згідно з технічною картою, а тоді змішували ще 1-2 хвилини. Після витримання даного розчину на протязі 3 хв. Приступили до підсилення.

в) Застосування системи Ruredil X Mesh Gold

Зволожмо основу, пропитавши її водою і впевнившись, що надлишкової води немає.

Викладаємо Ruredil X Mesh M750 за допомогою гладкого металевої кельма в один шар товщиною 2-3 мм (Рисунок 16. Нанесення розчину Ruredil X Mesh M750.); почекавши кілька хвилин і після цього змочуємо сітку Ruredil X Mesh Gold в розчині (Рисунок 17. Накладання сітки Ruredil X Mesh Gold.). Викладаємо другий шар Ruredil X Mesh M750 товщиною 2-3 мм, щоб повністю покрити сітку, і витримуємо дані балки 5 діб для забезпечення повного набирання міцності даного розчину.

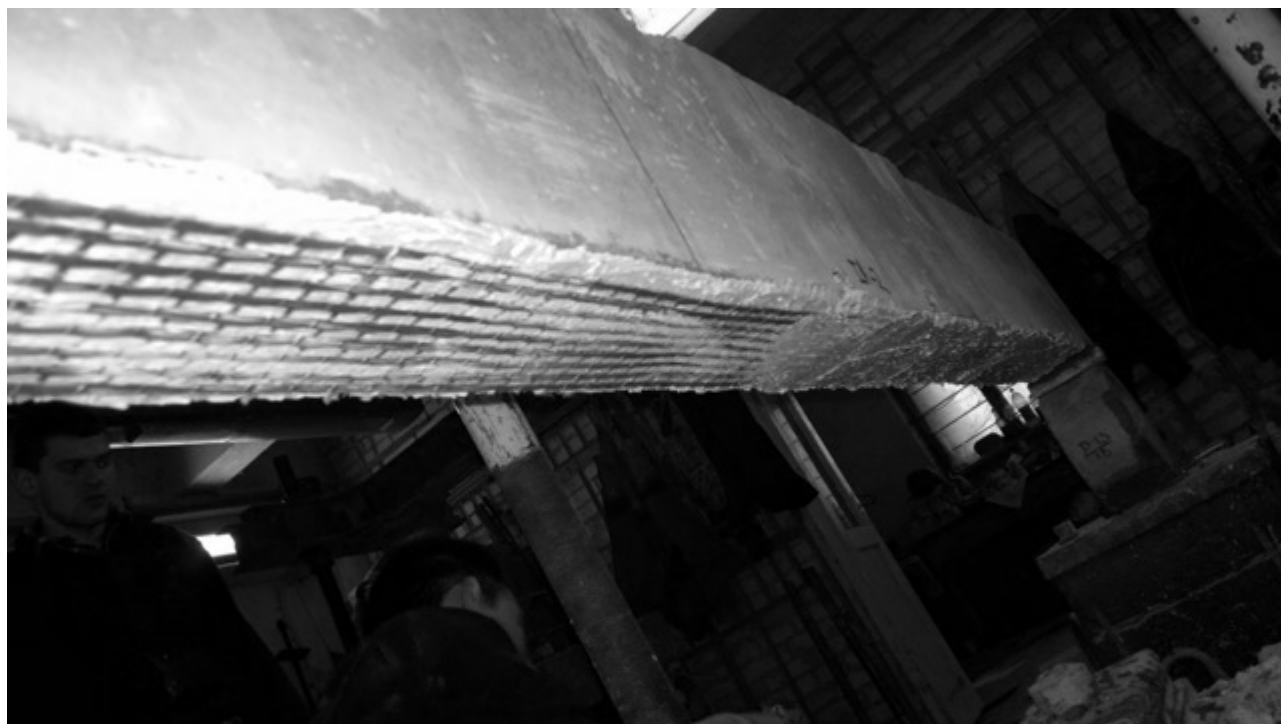


Рисунок 16. Нанесення розчину Ruredil X Mesh M750.



Рисунок 17. Накладання сітки Ruredil X Mesh Gold.

Процес підсилення перерізу залізобетонних балок відбувався без розвантаження, а при діючому рівні навантаження для певних балок ($0.4M_{u1}^{\text{exp}}, 0.6M_{u1}^{\text{exp}}$). Перед підсиленням домкрат замінювався на систему тяжів, які служили для утримання навантаження протягом 5 діб (Рисунок 18. Влаштування тяжів для передачі навантаження.)

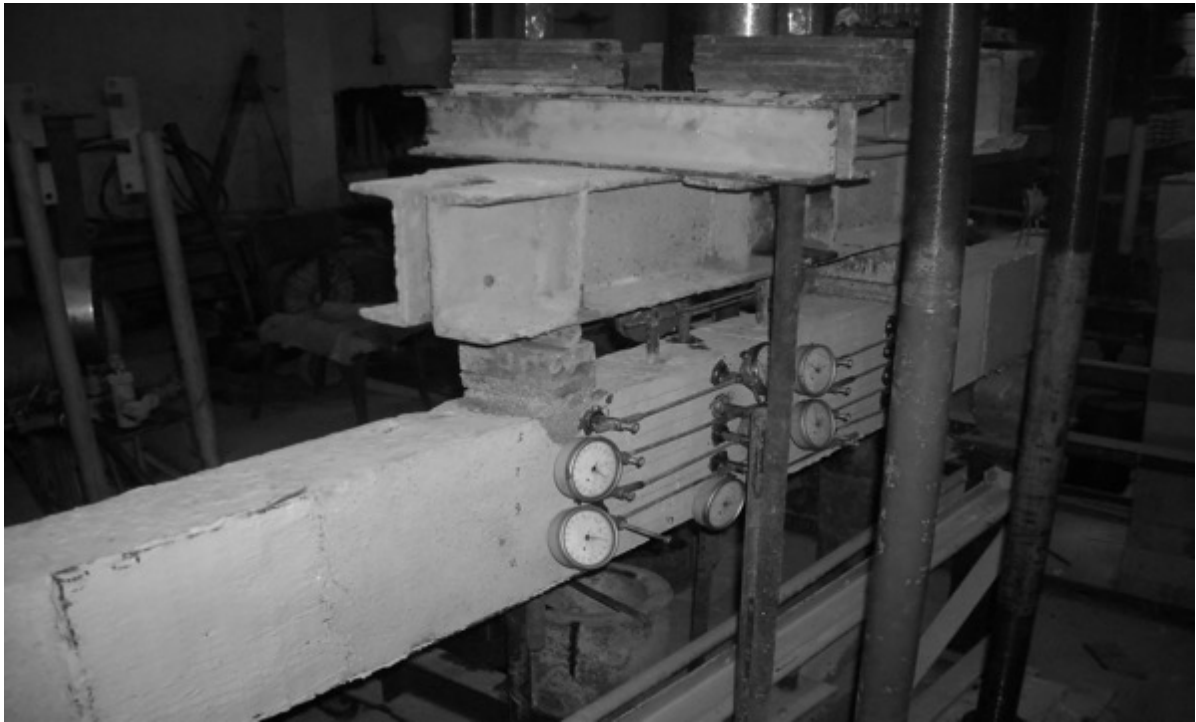


Рисунок 18. Влаштування тяжів для передачі навантаження.

2.3.3. Випробовування підсилених балок

Через 5 днів після влаштування підсилення балки випробовувались прикладанням короткочасного навантаження до руйнування.

Завантаження балок відбувалося аналогічно як і до підсилення сіткою з волокон Р.В.О. Навантаження прикладалося ступенями $\Delta F = 0,05F_{\max}$, до утворення тріщин і далі $\Delta F = 0,1F_{\max}$ з витримкою після кожної ступені 15 хв. З них 10 хв. – до знімання показів приладів і 5 хв. – під час знімання показів. Прикладання зосереджених сил відбувалося за допомогою гідравлічного домкрату потужністю 500 кН та розподільчої траверси. Значення зусилля контролювалося зразковим манометром, проторованим разом з насосною станцією і домкратом, а також двома кільцевими динамометрами, розташованих на опорах балок.

Прогини балок замірювалися за допомогою чотирьох прогиномірів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Два з них були встановлені на опорах, на верхній грані балки, для визначення величини просідання опор. Два

інших індикатора – підводилися до нижньої грані балки: посередині балки. Індикатори кріпилися на штативах, що зберігали свою незмінність в процесі деформування балки.

Деформації бетону замірювалися мікро-індикаторів годинникового типу зі шкалою 0,001 мм. Два індикатори закріплювався у додатково наклеєних тримачах на висоті від грані балки $h \sim 50$ мм для замірювання деформацій стиснутої зони бетону, дані індикатори були розведені по різних гранях, таким чином один відігравав роль основного а інший дублюючого, ще два індикатори – на арматурних стержнях, і два прогиноміра типу ПАО - на нижній грані балки. Інші 8 індикаторів були наклеєні по боковій грані балки з базою вимірювання 200 мм. Це давало можливість встановити деформації бетону по висоті перерізу балки. Індикатор, закріплений на верхній грані балки, ілюстрував деформації бетону на висоті $h \sim 50$ мм.

Розміщення вимірювальних приладів на експериментальних балках-зразках і схема прикладання навантаження в процесі випробувань подані на Рисунок 19. Схема розташування приладів на підсиленій балці . та Рисунок 20. Розміщення приладів при випробуванні підсиленних балок. Стенд для випробувань балок на згин короткотривалим навантаженням представлений на Рисунок 21. Схема силового стенду для випробування експериментальних балок..

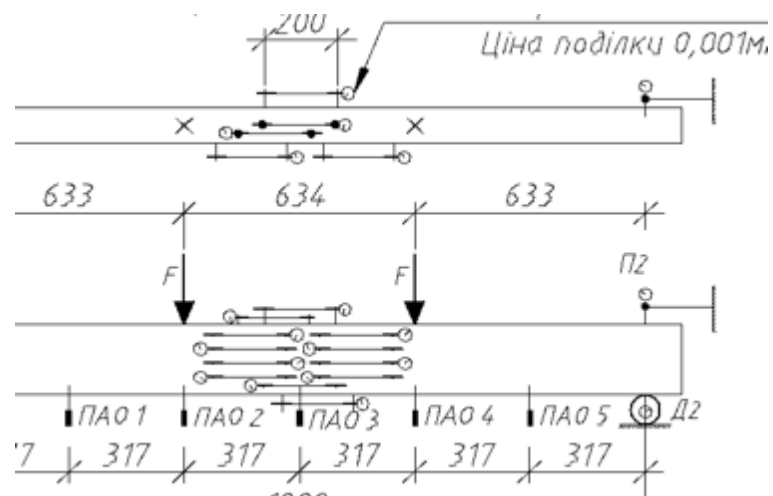


Рисунок 19. Схема розташування приладів на підсиленій балці .

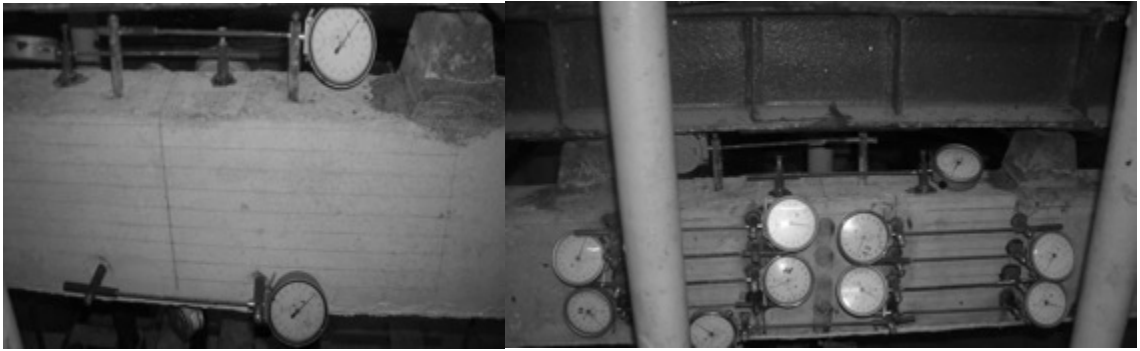


Рисунок 20. Розміщення приладів при випробуванні підсилених балок.

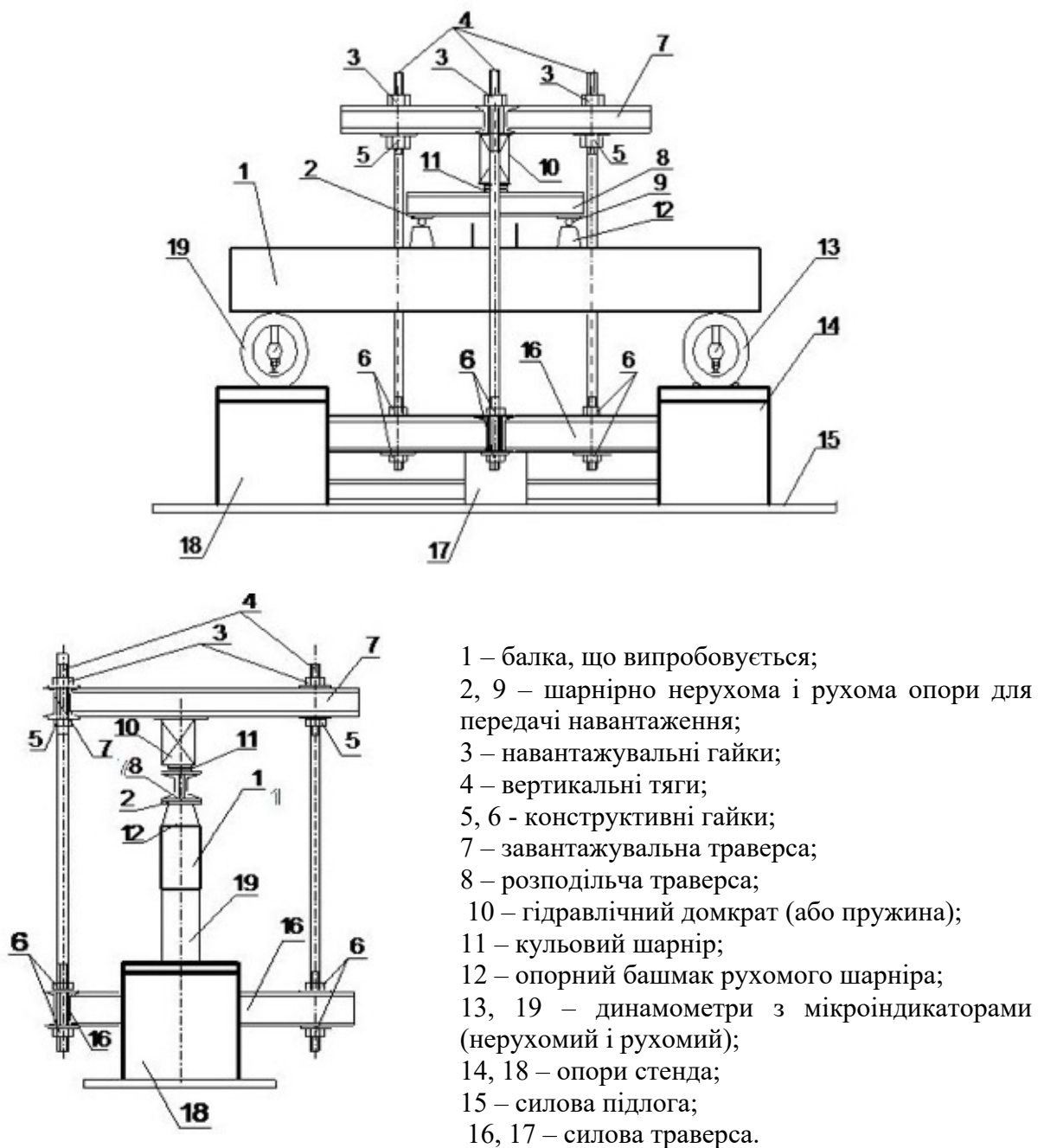


Рисунок 21. Схема силового стенду для випробування експериментальних балок.

Висновки до розділу 2.

В рамках дослідження випробовувалось вісім залізобетонних балок, дві випробувані без підсилення, інші шість підсилені під навантаженням 0, 0.4, і 0.6 відповідно до моменту текучості арматури звичайної балки.

Методика дозволяє проводити випробування в три етапи:

I – доведення навантаження до необхідного проектного рівня двома зосередженими силами, прикладеними по верхній грані в третинах прольоту;

II – виконання підсилення балок під дією прикладеного навантаження;

III – безпосереднє випробування підсилених балок до руйнування короткочасним навантаженням.

Розділ 3.

3. Експериментальні дослідження залізобетонних балок.

3.1. Визначення фізико-механічних характеристик матеріалів бетону та арматури.

Для того щоб знати реальну міцність залізобетонної балки необхідно визначити міцність складників – арматури та бетону. Для цієї мети під час бетонування балок, виготовлялися контрольні зразки – призми і кубики. Призми формувалися згідно ГОСТ 24452-80 розміром 150x150x600 і відповідно кубики - 100x100.

Перед випробуванням балки на короткотривале навантаження проводилось випробування кубиків і призм на пресі ПГ-125 (див. Рисунок 25, **Error! Reference source not found.**). Всі дані заносилися в таблицю і приймалось для подальших розрахунків середнє арифметичне значення (див.

Таблиця 8,

Таблиця 9).

Визначення характеристики сталей стержневої арматури проведено на стандартних зразках згідно ГОСТ 12004-81. Вибірка матеріалів зразків проведена безпосередньо з використаних арматурних стержнів. Випробовування зразків виконано на розривній машині ГМС-50. Для подальших розрахунків приймалось середнє арифметичне значення межі текучості (див. Таблиця 10).

Таблиця 8. Міцнісні характеристики кубиків.

№ п/п	Геометричні характеристики, аxб мм.	Кубикова міцність R, Мпа.	Середня кубикова міцність R, Мпа.
1	100x100	40,1774	40,3
2		42,2484	
3		38,3135	
4		40,3845	

Таблиця 9. Міцнісні характеристики призм.

№ п/п	Геометричні характеристики, ахвхh мм.	Призмova міцність Rb, Мпа.	Середня призмova міцність Rb, Мпа.	Середня призмova міцність Rb, Мпа.
1	150x150x600	39,24	0,2	39,45
2		39,676		

Таблиця 10. Характеристика стержневої арматури.

№ п/п	Діаметр, мм	Клас	Площа перерізу	Межа текучості, Мпа	Середнє значення текучості, σ Мпа
1	12	А400с	1,13	423	432
2				446	
3				422	

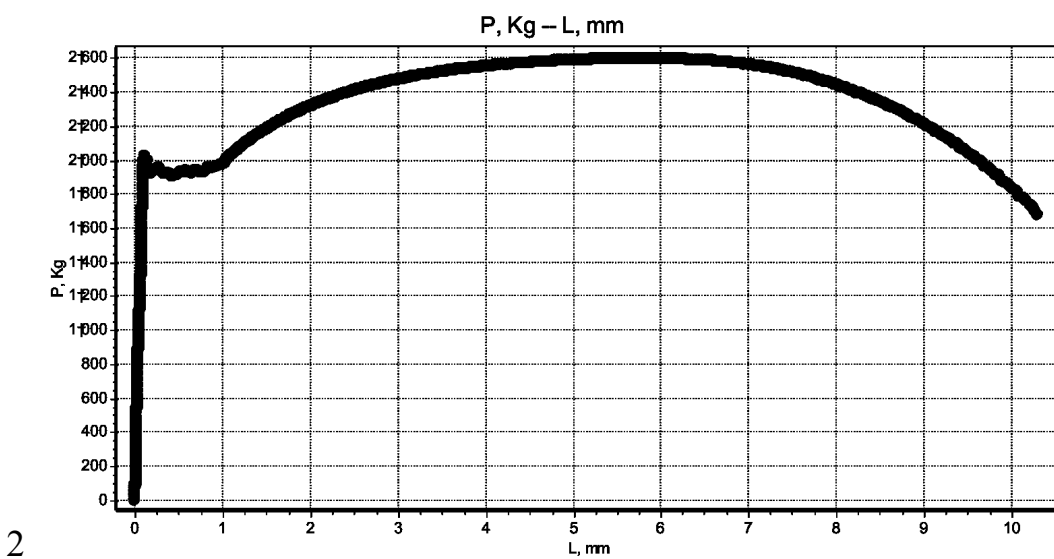
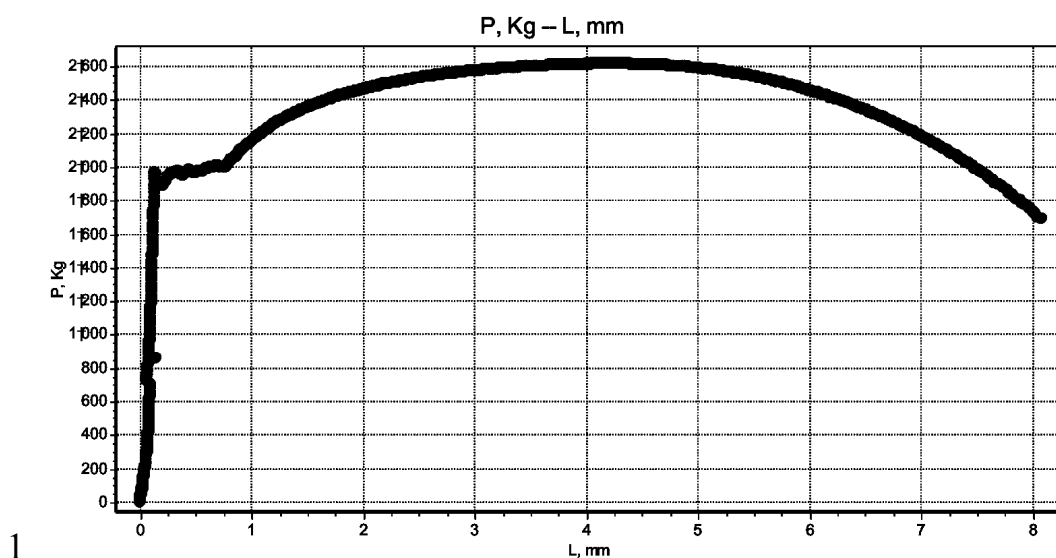


Рисунок 22. Деформація зразків арматури від навантаження. (Ч. 1)

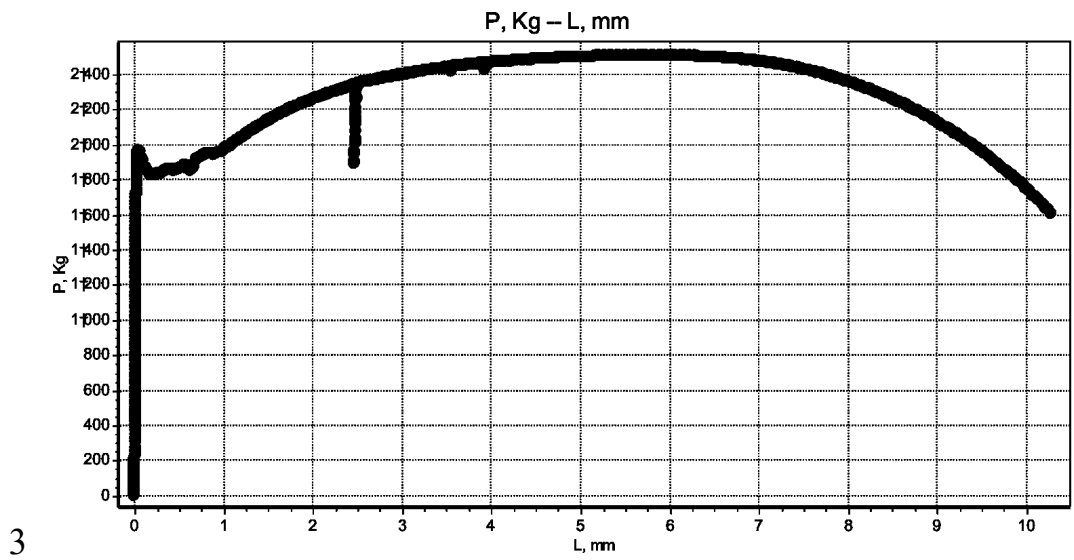


Рисунок 23. Деформація зразків арматури від навантаження. (Ч-2)



Рисунок 24. Випробування кубиків на міцність та характер їх руйнування.

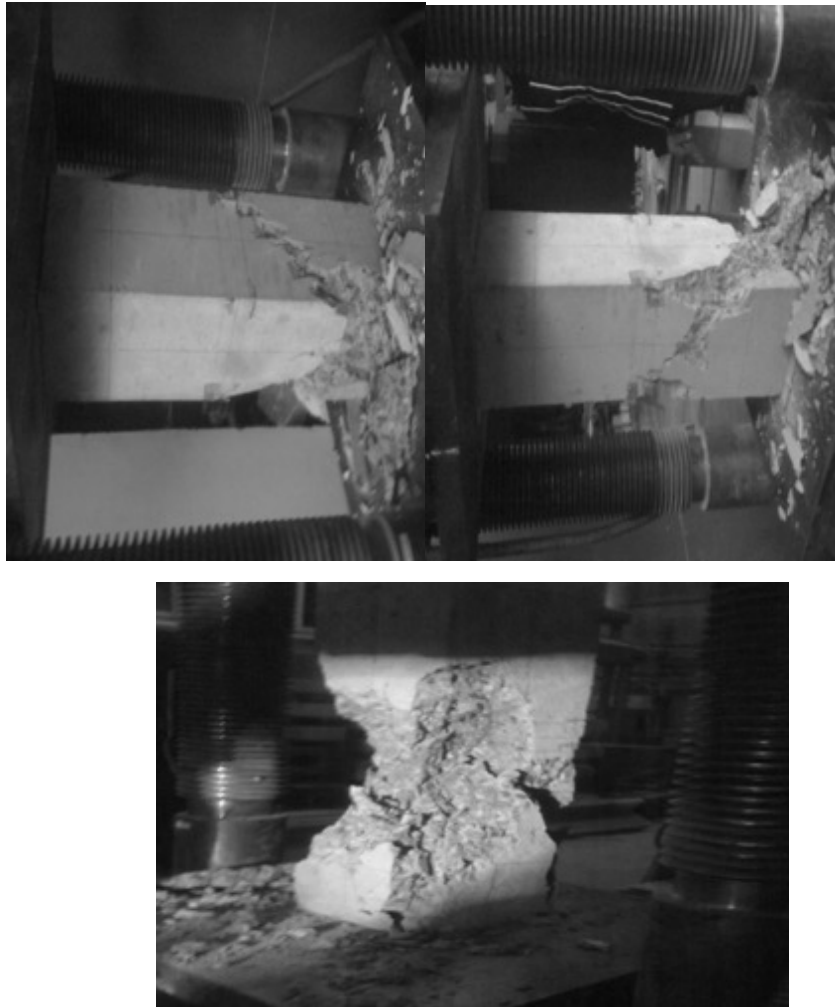


Рисунок 25. Випробування призм на міцність та характер їх руйнування.

3.2. Деформативність експериментальних балок до підсилення.

Балки були запроектовані таким чином, щоб їх руйнування проходило по нормальному перерізу від дії згинального моменту.

Руйнування балок без дії підсилення проходило внаслідок досягнення напружень в розтягнутій арматурі границі текучості. Значення згинального моменту при проведенні експерименту приймалось рівне граничному M_u^{exp} , оскільки воно відповідало граничному стану балки - втраті несучої здатності нормальних перерізів по текучості арматури.

Величина граничного моменту для балок при короткотривалому прикладанні навантаження визначалася за допомогою показів мікроіндикаторів

годинникового типу які фіксувалися на спеціальних тримачах до арматури. Заміряні відносні деформації арматури порівнювалися зі значеннями ε_y , які відповідали границі текучості σ_y . Величина ε_y була отримано шляхом випробування стандартних зразків арматурної сталі з одночасним записом діаграми “ σ – ε ”. Згинальний момент при якому відносні деформації арматури дорівнювали значенню ε_y і був граничним $-M_u^{\text{exp}}$.

Крім того величина граничного моменту визначалася по графіках залежності прогинів балок від навантаження. При досягненні напружень в арматурі границі текучості як в самій арматурі, так і в бетоні значно наростають деформації. Це супроводжується більш різким наростанням прогинів. Графіки прогинів при навантаженні, якому відповідає текучість, мають переломи. Цим точкам зламу і відповідало значення величини граничного моменту $-M_u^{\text{exp}}$.

Фізичне руйнування експериментальних балок відбувалося при більшому значенні навантаження $-M_f^{\text{exp}}$. Після досягнення напружень в розтягнутій арматурі границі текучості (M_u^{exp}) подальше навантаження балок супроводжувалося значними приростами деформацій арматури і бетону, приростом прогинів і розкриттям тріщин. Внаслідок цього відбувалося зменшення висоти стиснутої зони з подальшим роздробленням бетону стиснутої зони. Таке руйнування є характерним для балок, що випробуються короткотривалим навантаженням (див.Фото 3).

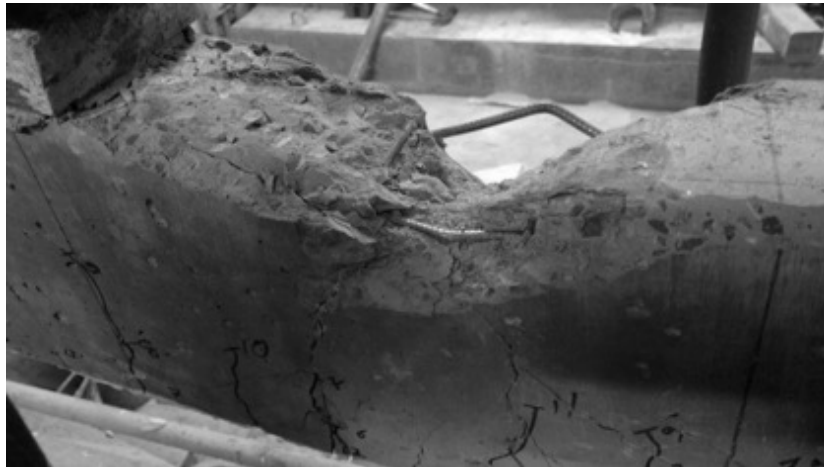


Фото 3. Характеристика руйнування стиснутої зони.

Для визначення характеристик напружено-деформованого стану до підсилення конструкції, а також для визначення максимального зусилля, яке сприймає експериментальна балка спочатку було проведено випробування її, згідно прийнятої методики, на згин короткотривалим навантаженням до руйнування.

Експериментальні величини згинальних моментів, які відповідають граничному стану M_u^{exp} і руйнуванню M_f^{exp} , а також їх порівняння наведені в табл. 3.4. Також в таблиці наведено і розрахункові величини моментів M_u^{norm} згідно СНиП 2.03.03-84*.

Таблиця 11. Міцність експериментальних балок що не підсилювались.

Серія	Шифр балок	Величина згинальних моментів, кН×см					$M_{exp} (f)$ $M_{exp} (u)$	$M_{nom} (u)$ $M_{exp} (u)$	$M_{nom} (b)$ $M_{exp} (b)$
		Експериментальні			Розрахункові				
		Граничний (по бетону) $M_{exp} (b)$ кН*см	Граничний (текучість арматури) $M_{exp} (u)$ кН*см	Руйнівний $M_{exp} (f)$ кН*см	По СНиП 2.03.01-84* $M_{nom} (u)$	По СНиП 2.03.01-84* $M_{nom} (b)$			
1	БЗ-1.1	1619	1346	1689	1416	1657	1,25	1,05	1,0
2	БЗ-1.2	1680	1346	1724	1416	1657	1,28	1,05	0,99

Таблиця 12. Деформативність експериментальних балок що не підсилювались.

Серія	Шифр балок	Величини відносних деформацій ϵ				$\epsilon_{nom}(u)$ $\epsilon_{nom}(u)$	$\epsilon_{nom}(b)$ $\epsilon_{nom}(b)$	$f(u)$, мм
		Експериментальні		Гранично допустимі				
		Деформації арматури $\epsilon(u)$, при $M_{exp}(u)$	Деформації бетону $\epsilon(b)$, при $M_{exp}(u)$	$\epsilon_{nom}(u)$	$\epsilon_{nom}(b)$			
1	БЗ-1.1	209	218	209	321	1,00	0,68	5,40
2	БЗ-1.2	209	220	209	321	1,00	0,69	5,60

Слід відмітити, що методика СНиП 2.03.03-84* дає можливість визначати лише граничний момент за текучістю арматури. При визначенні розрахункової несучої здатності в формули підставлялись дійсні величини призмової міцності бетону R_b , а в якості розрахункового опору арматури прийнято фактичні значення σ_y границі текучості арматури. Порівняння величин експериментальних і розрахункових граничних моментів показало задовільну збіжність результатів для балки. Відхилення складало 5 % в сторону завищення теоретичних величин перед експериментальними. Це підтверджує те, що методика СНиП 2.03.01-84* з необхідною точністю визначає граничний згинальний момент балок.

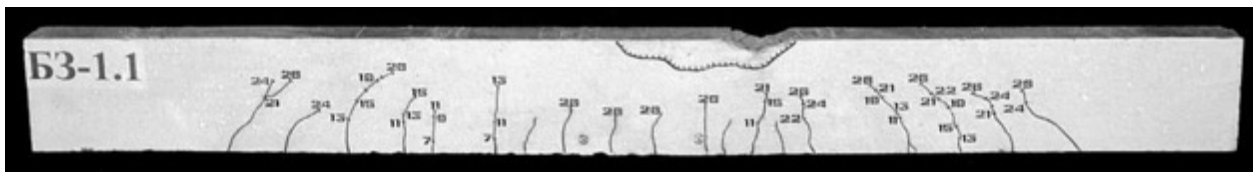


Рисунок 26. Характеристика руйнування звичайних балок.

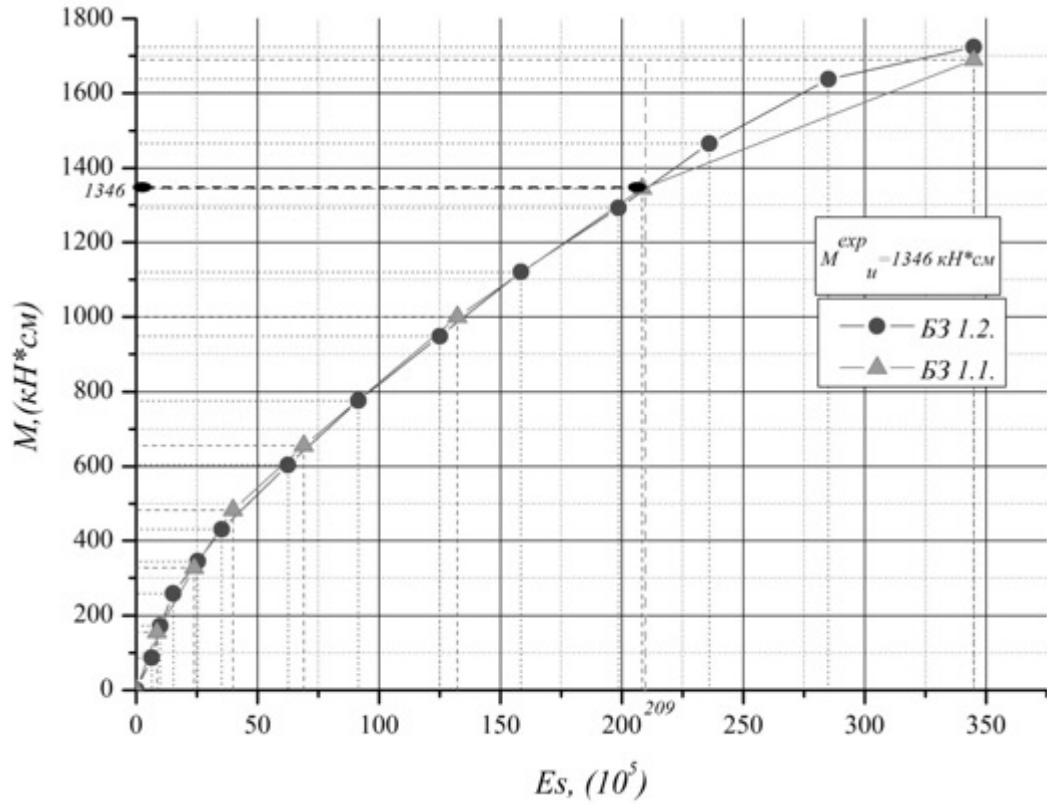


Рисунок 27. Відносні деформації арматури звичайних балок

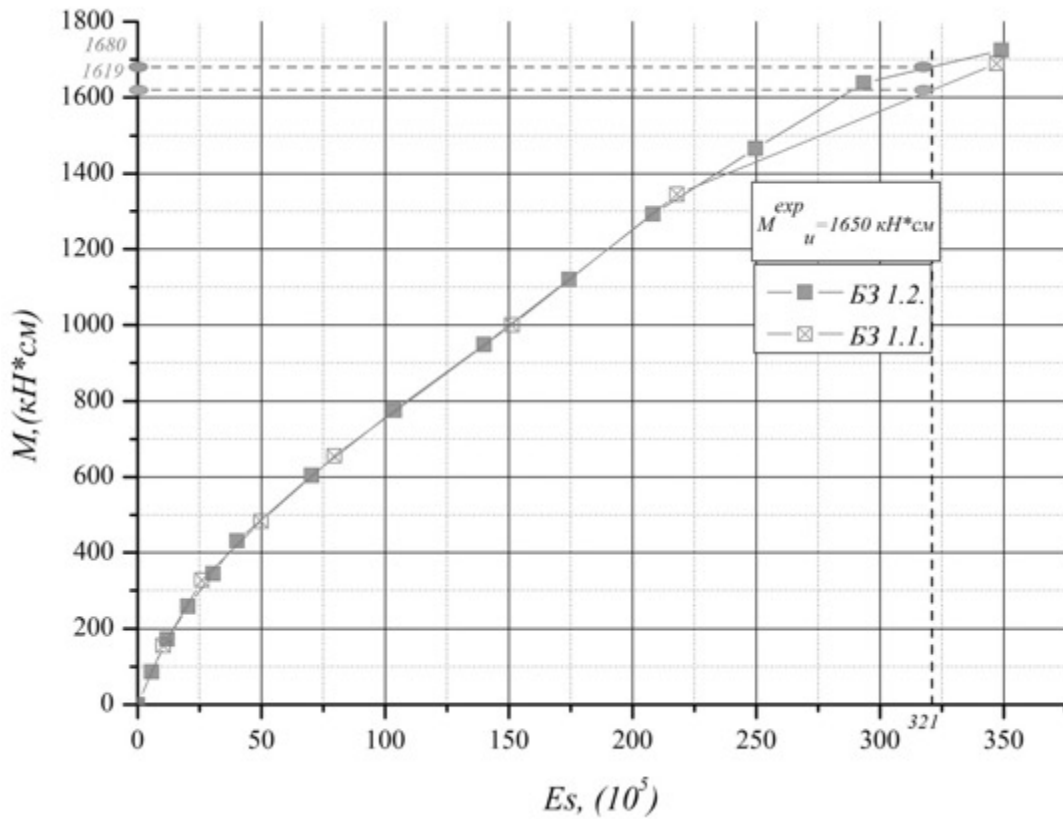


Рисунок 28. Відносні деформації стиснутої зони бетону балок звичайних.

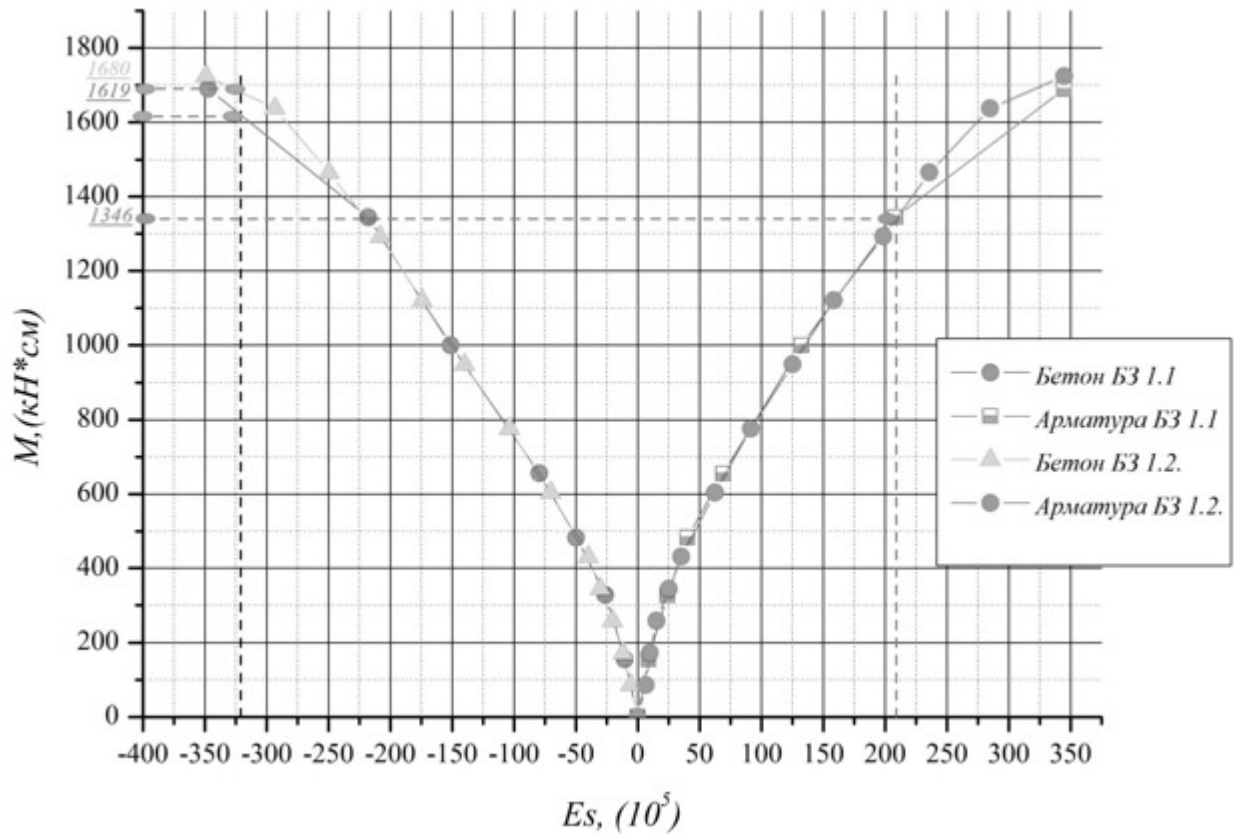


Рисунок 29. Відносні деформації арматури та бетону звичайних балок

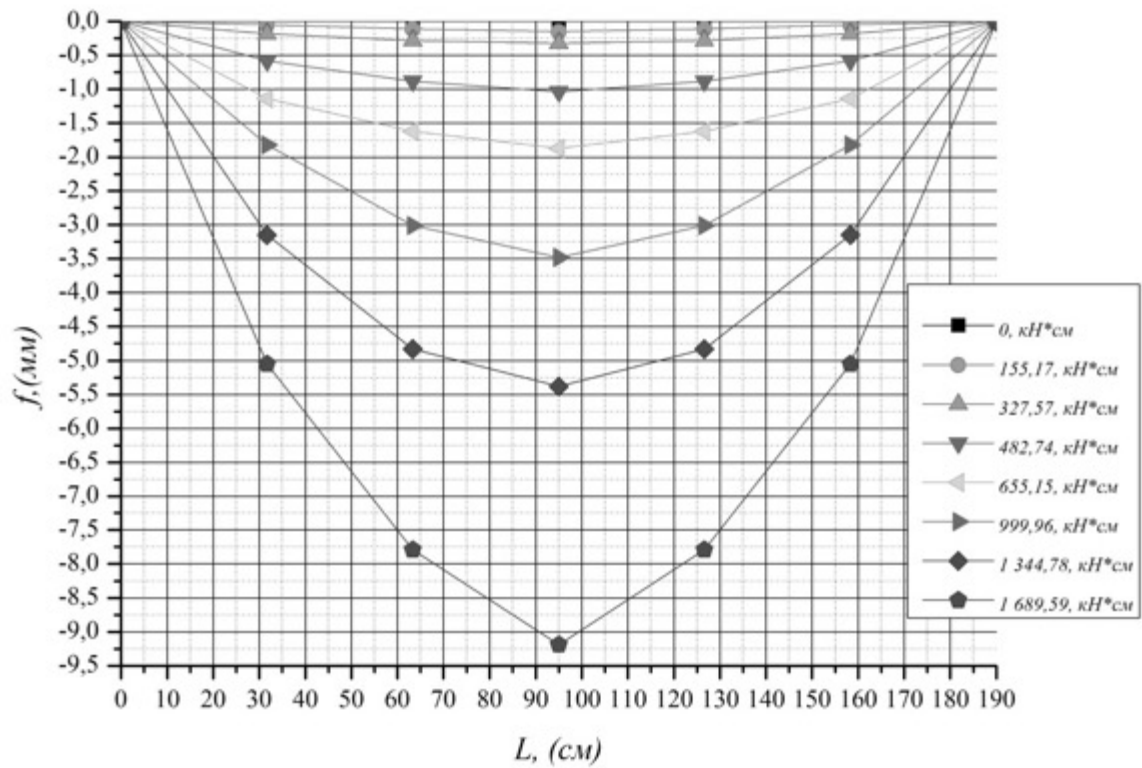


Рисунок 30. Прогин балки БЗ 1.1. за довжиною.

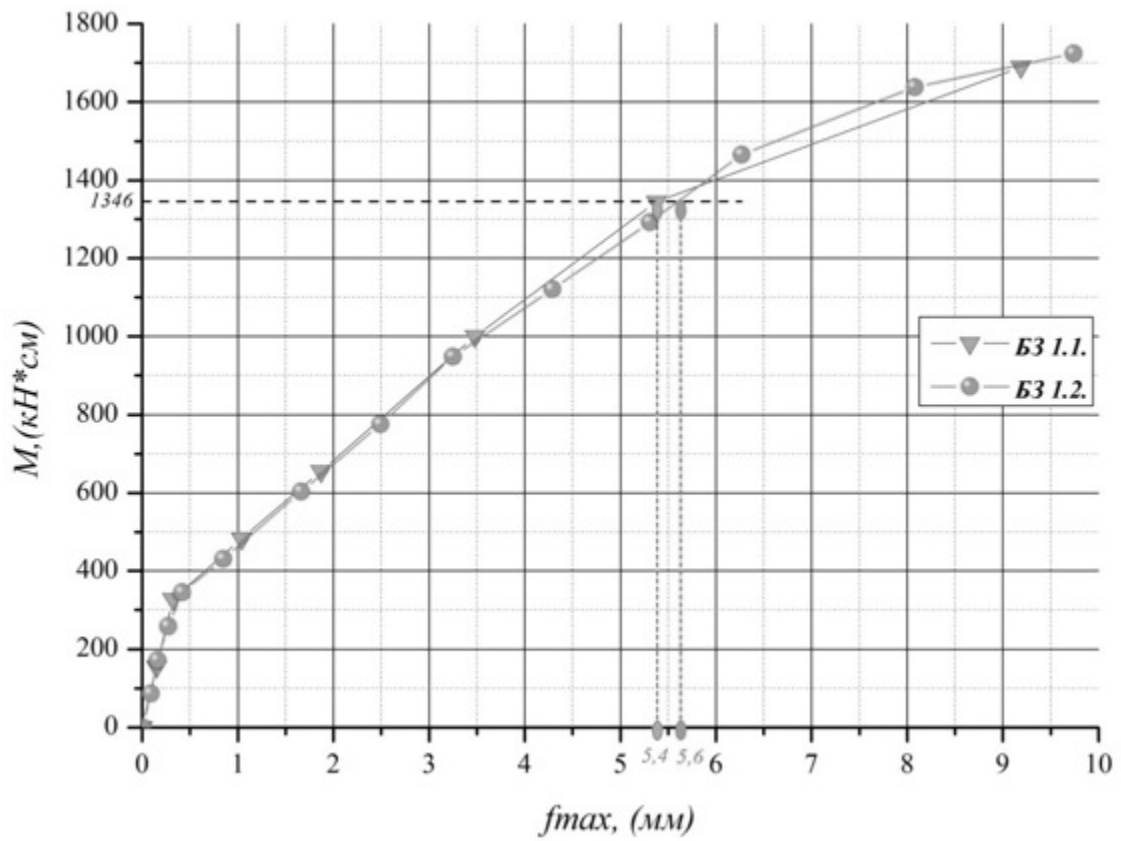


Рисунок 31. Прогин звичайних балок.

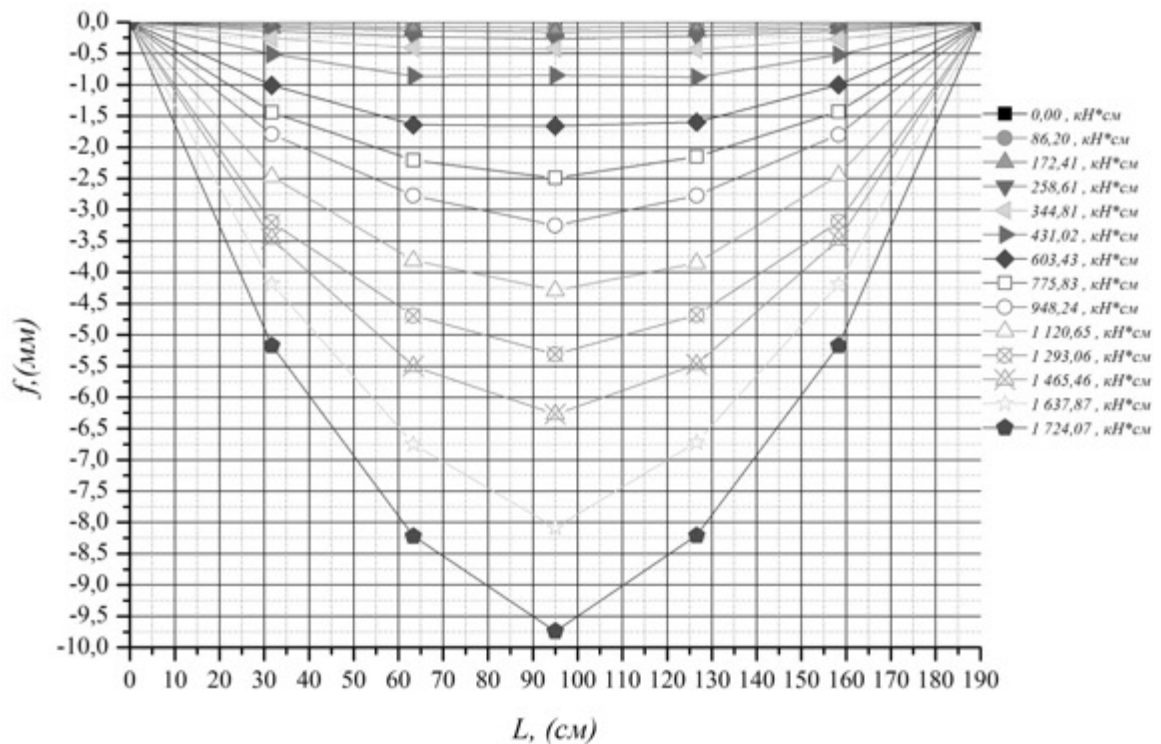


Рисунок 32. Прогин балки БЗ 1.2. за довжиною.

3.3. Деформативність експериментальних балок підсилених сіткою з волокон Р.В.О.

Процес підсилення перерізу залізобетонних балок відбувався без розвантаження балок, а при діючих рівнях навантаження $0.4 M_u^{\text{exp}}$, $0.6 M_u^{\text{exp}}$, $0 M_u^{\text{exp}}$). Підсилення відбувалося по нижній грані балки. Було підготовлено основу: очищено поверхню від пилу і бруду, обезжирено розчинником і зволожено водою. Після цього на зволожену основу металевим шпателем було нанесено розчин Ruredil X Mesh M750 шаром товщиною 2 мм. Відразу ж втоплено в ньому сітку Ruredil X Mesh Gold і прикрито її другим шаром розчину Ruredil X Mesh M750 товщиною 2 мм. По обох боках балки зроблено бандажі з сітки Ruredil X Mesh Gold, які накладено і прикрито розчином Ruredil X Mesh M750 товщиною 2 мм. Через 5 діб підсилені балки випробували, прикладаючи короткотривале навантаження, до руйнування. Експериментальні величини згинальних моментів, які відповідають граничному стану, а також деформації та прогини відносно граничного моменту, їх порівняння наведені в таблицях нижче.

Також в таблиці наведено і розрахункові величини згинальних моментів згідно норм. Визначення несучої здатності балок згідно норм проводився для балок з підсиленням. При визначенні розрахункової несучої здатності в формули підставляли дійсні величини підсиленого перерізу балки, арматури, призмову міцність бетону R_b , і в якості розрахункового опору арматури фактичне значення σ_y границі текучості арматури.

При визначенні граничного моменту текучості арматури використовувались графіки деформацій по арматурі та прогинів балки, а також відносні деформації бетону.

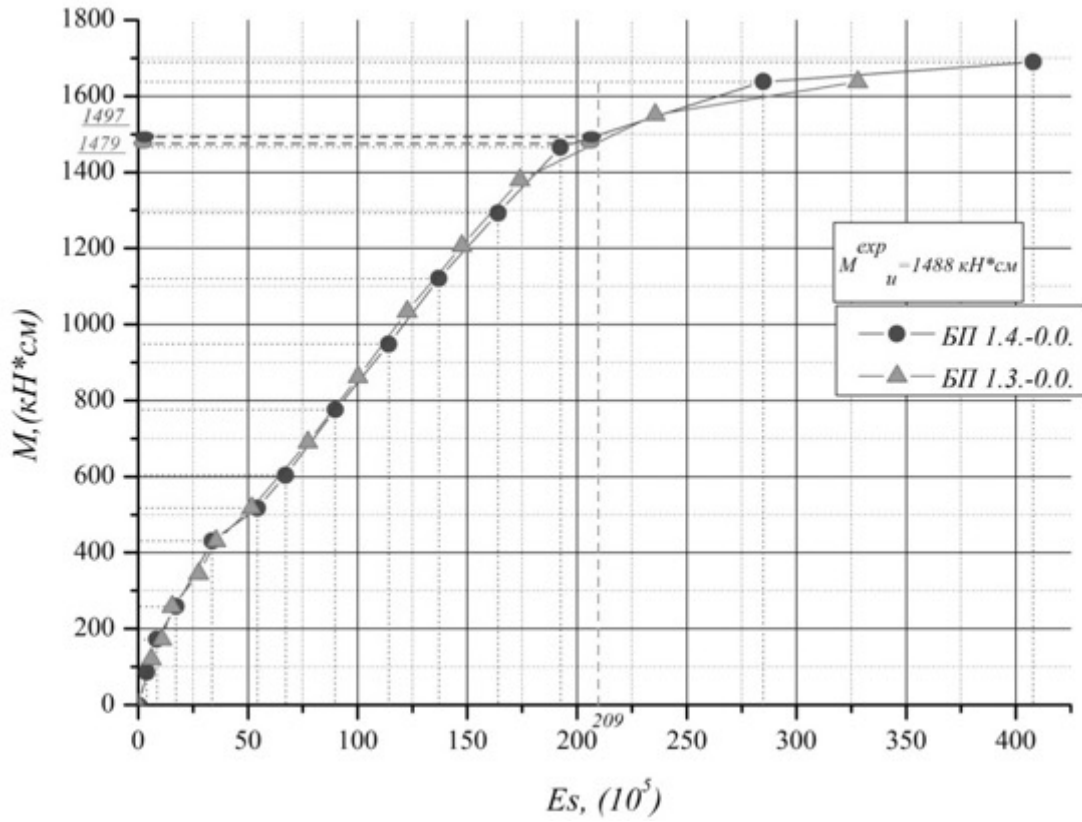


Рисунок 33. Відносні деформації арматури БП 1.3.-0.0, БП 1.4-0.0.

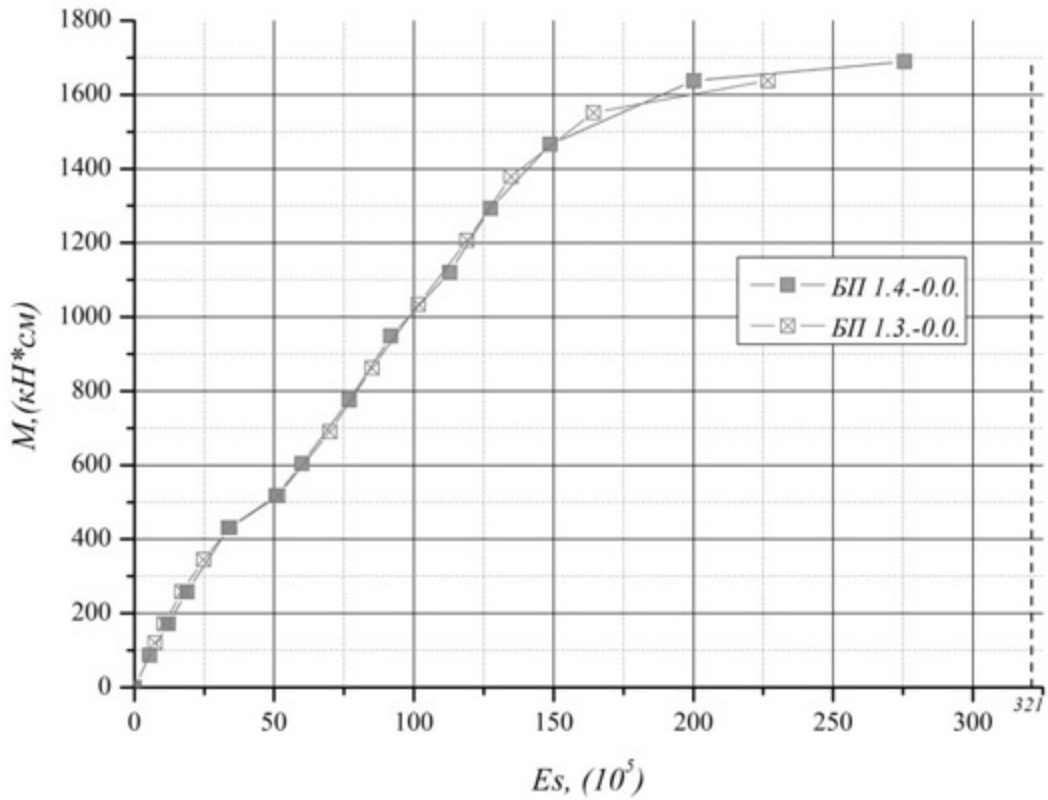


Рисунок 34. Відносні деформації стиснутої зони бетону БП 1.3.-0.0, БП 1.4-0.0.

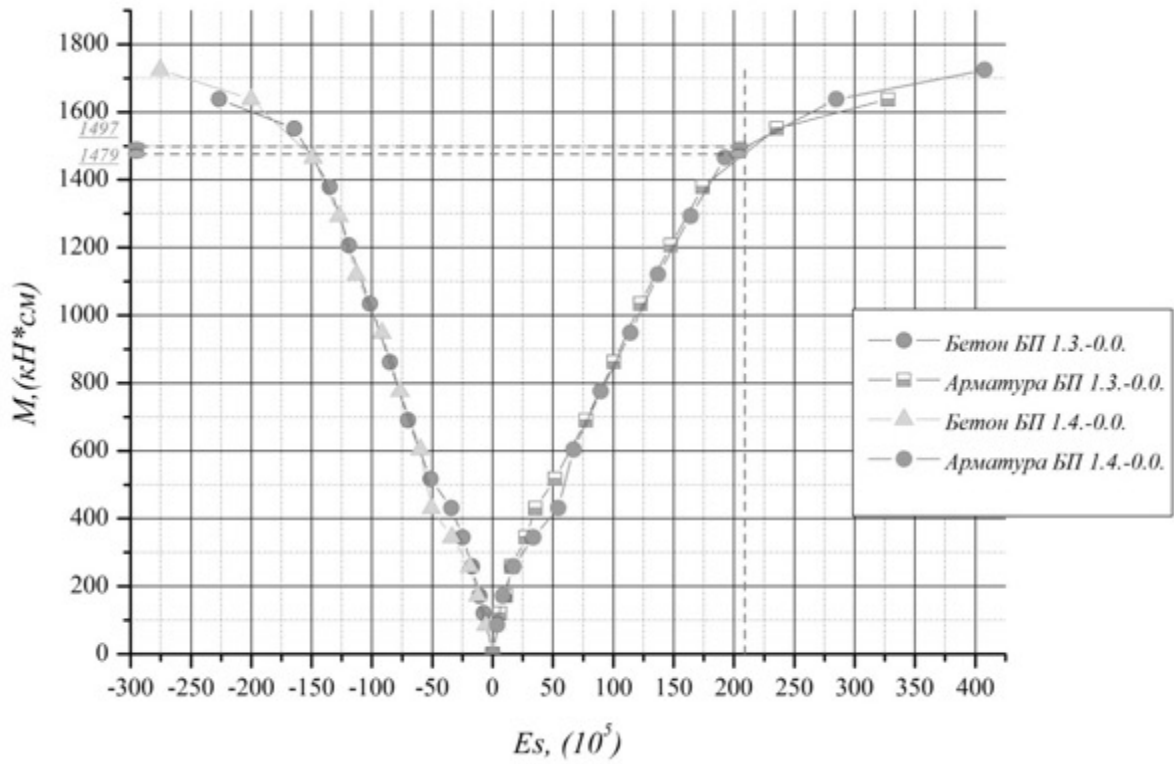


Рисунок 35. Відносні деформації арматури та бетону БП 1.3.-0.0, БП 1.4.-0.0.

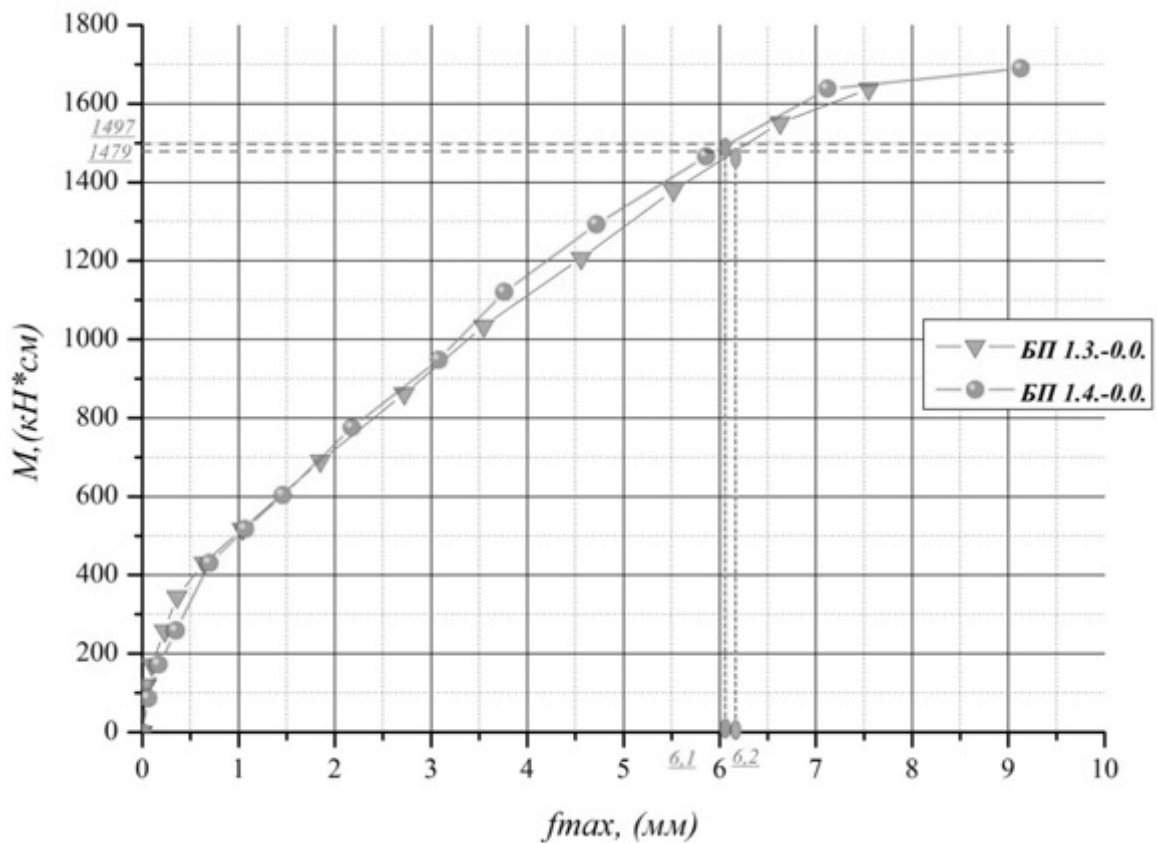


Рисунок 36. Прогин БП 1.3.-0.0, БП 1.4.-0.0..

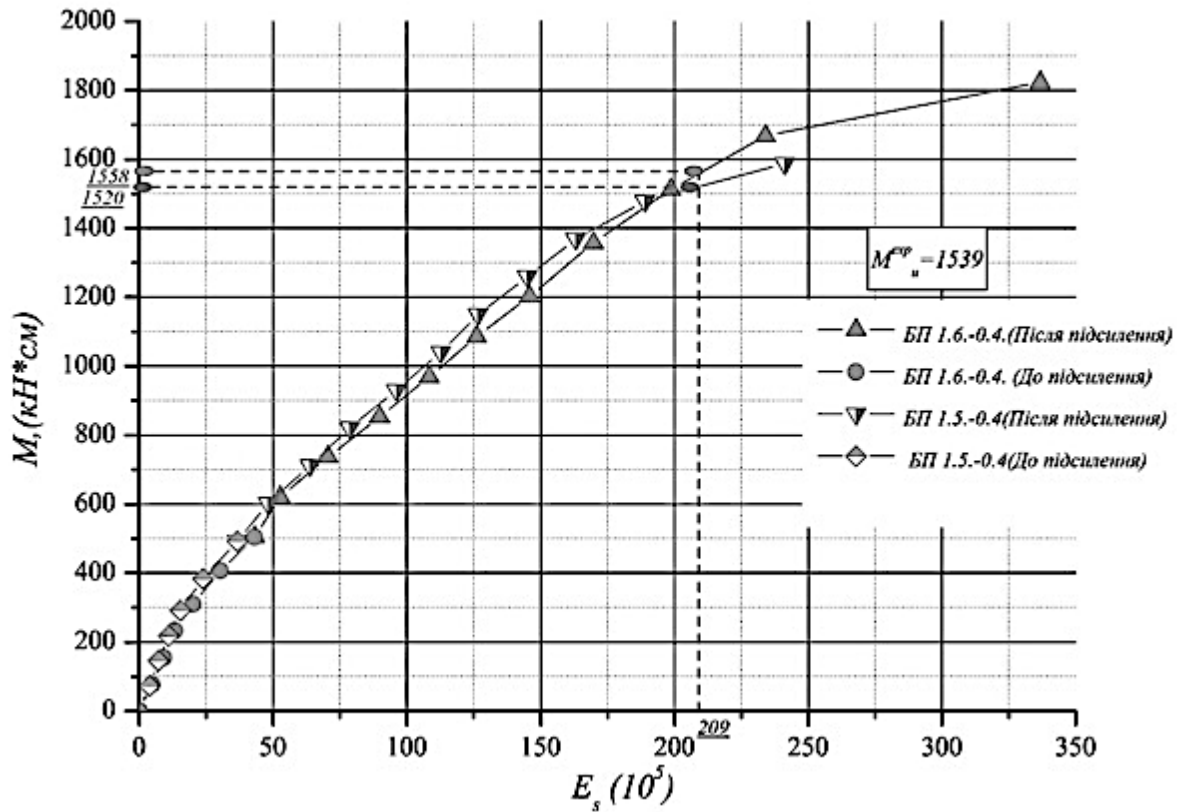


Рисунок 37. Відносні деформації арматури БП 1.5.-0.4, БП 1.6.-0.4.

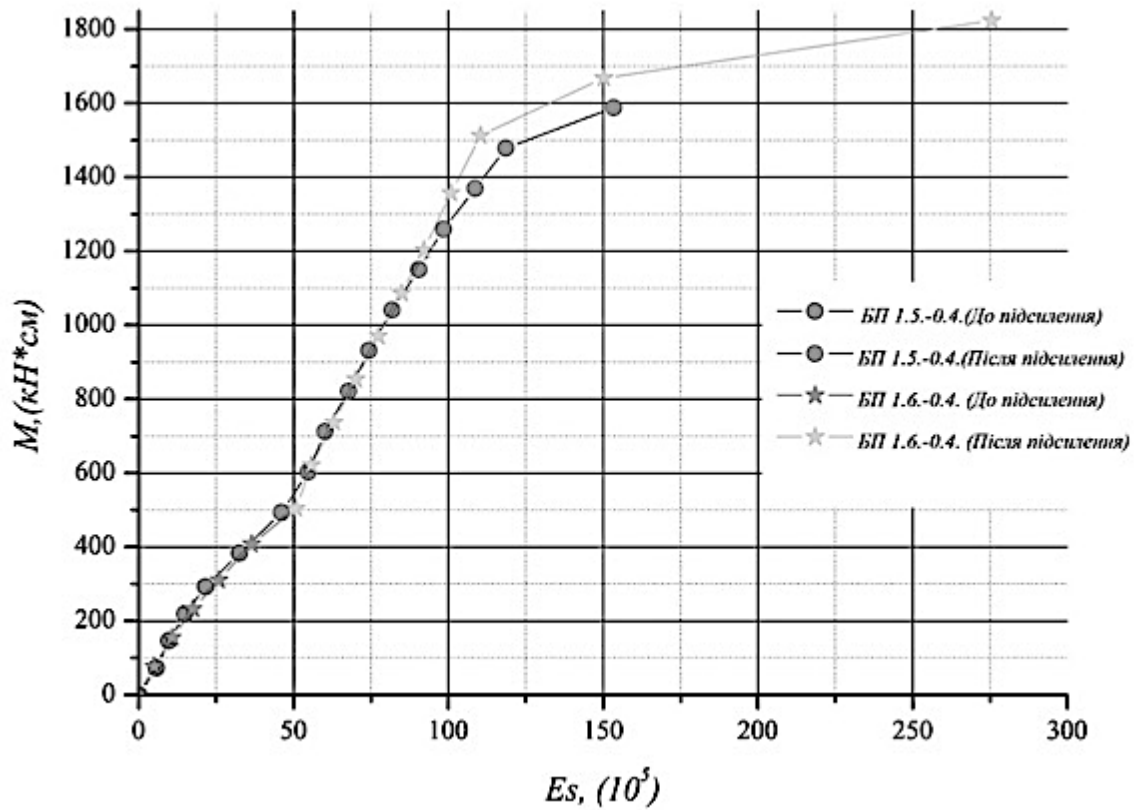


Рисунок 38. Відносні деформації стиснутої зони бетону БП 1.5.-0.4, БП 1.6.-0.4.

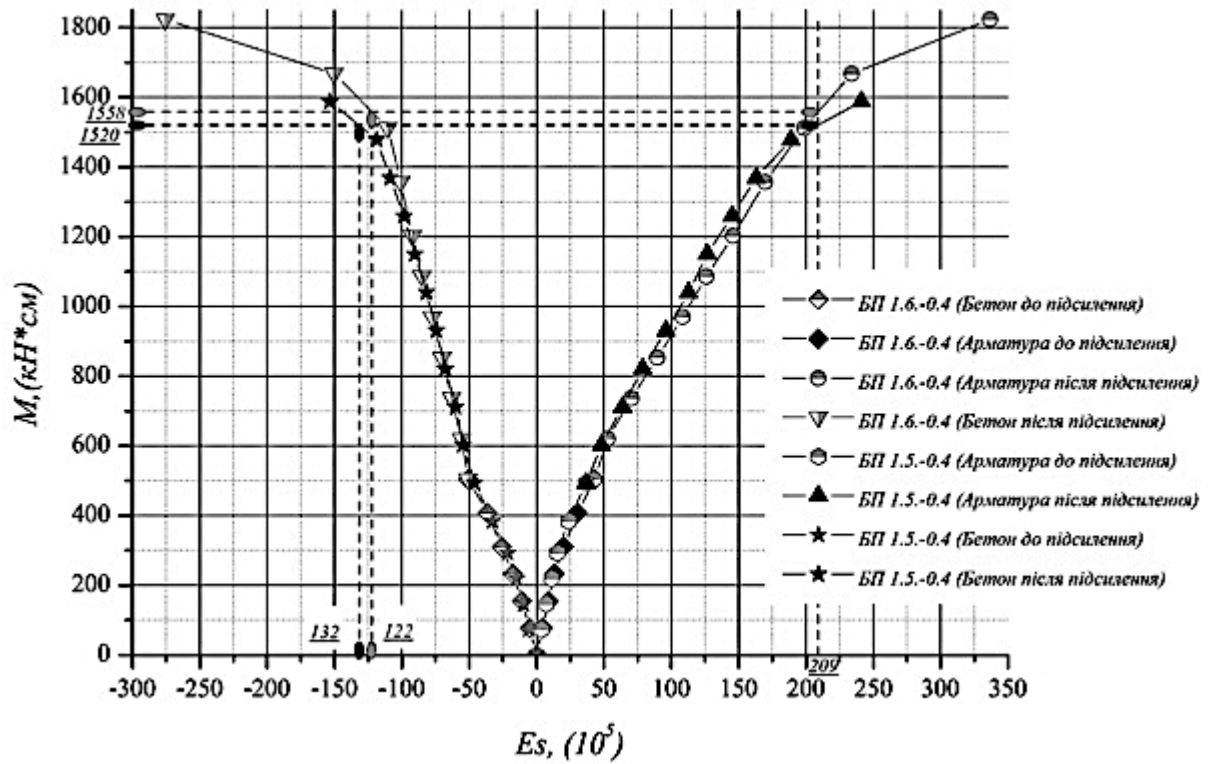


Рисунок 39. Відносні деформації арматури та бетону БП 1.5.-0.4, БП 1.6.-0.4.

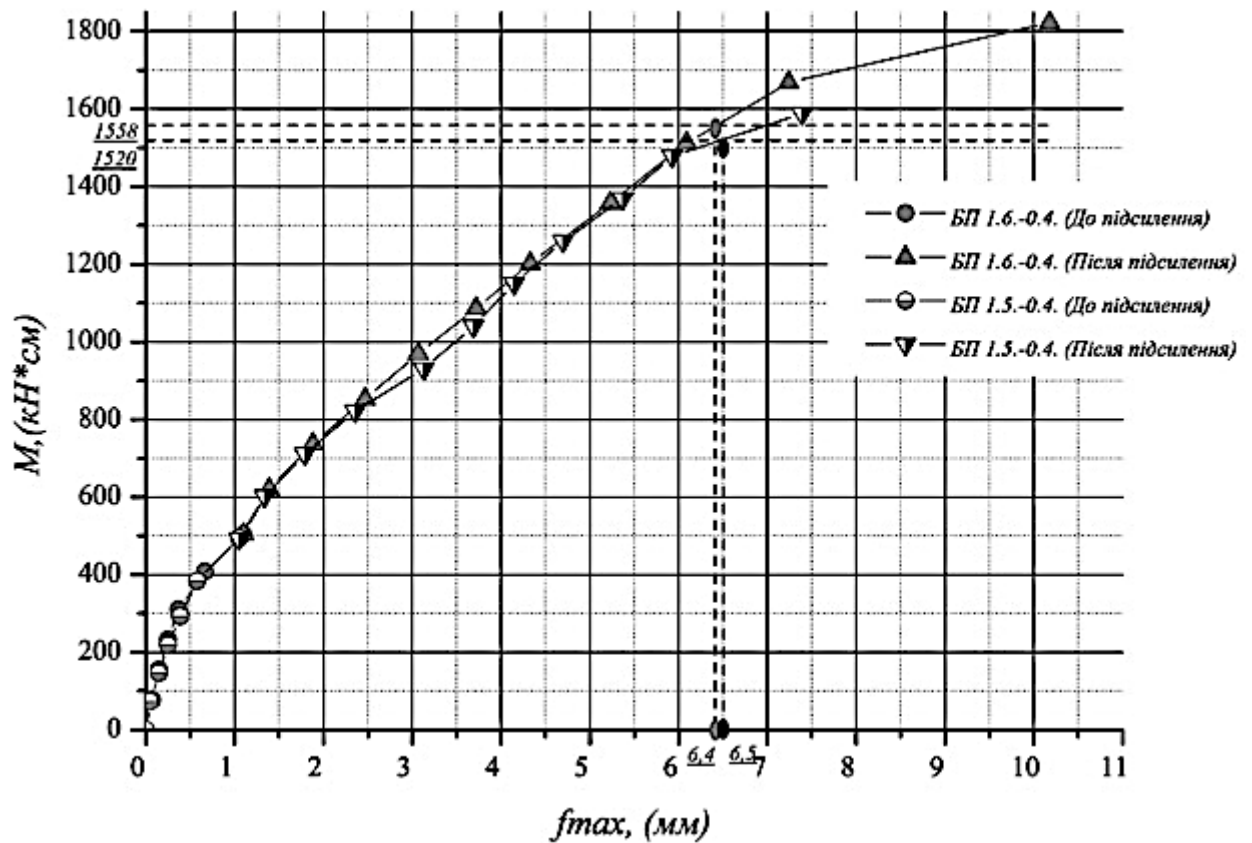


Рисунок 40. Прогин БП 1.5.-0.4, БП 1.6.-0.4.

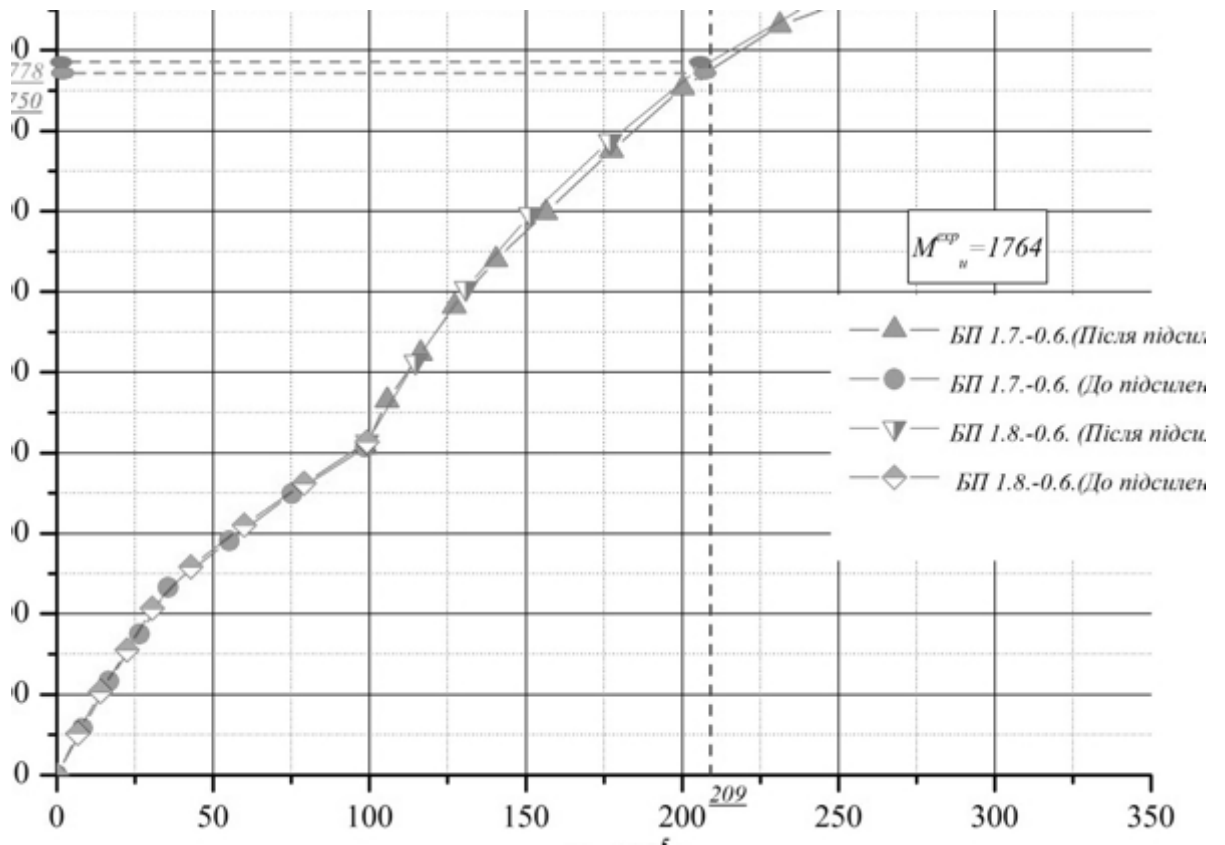


Рисунок 41. Відносні деформації арматури БП 1.7.-0.6, БП 1.8.-0.6.

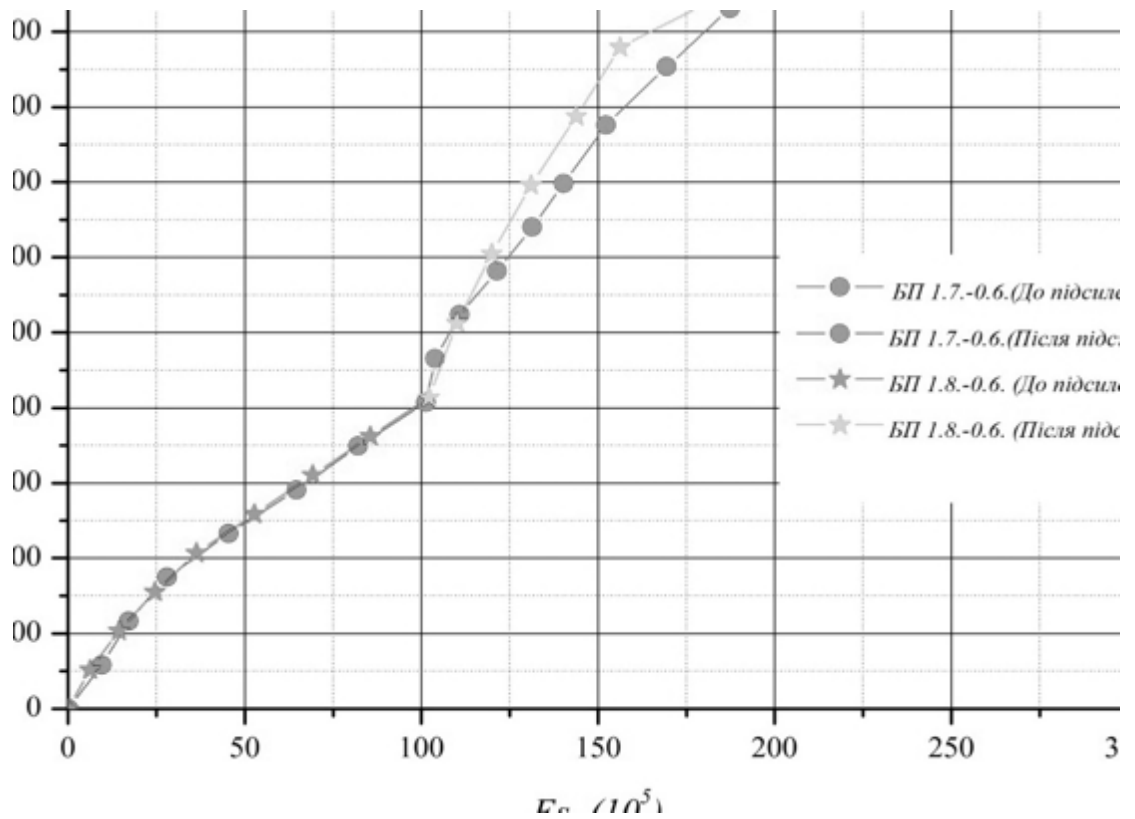


Рисунок 42. Відносні деформації стиснутої зони бетону БП 1.7.-0.6, БП 1.8.-0.6.

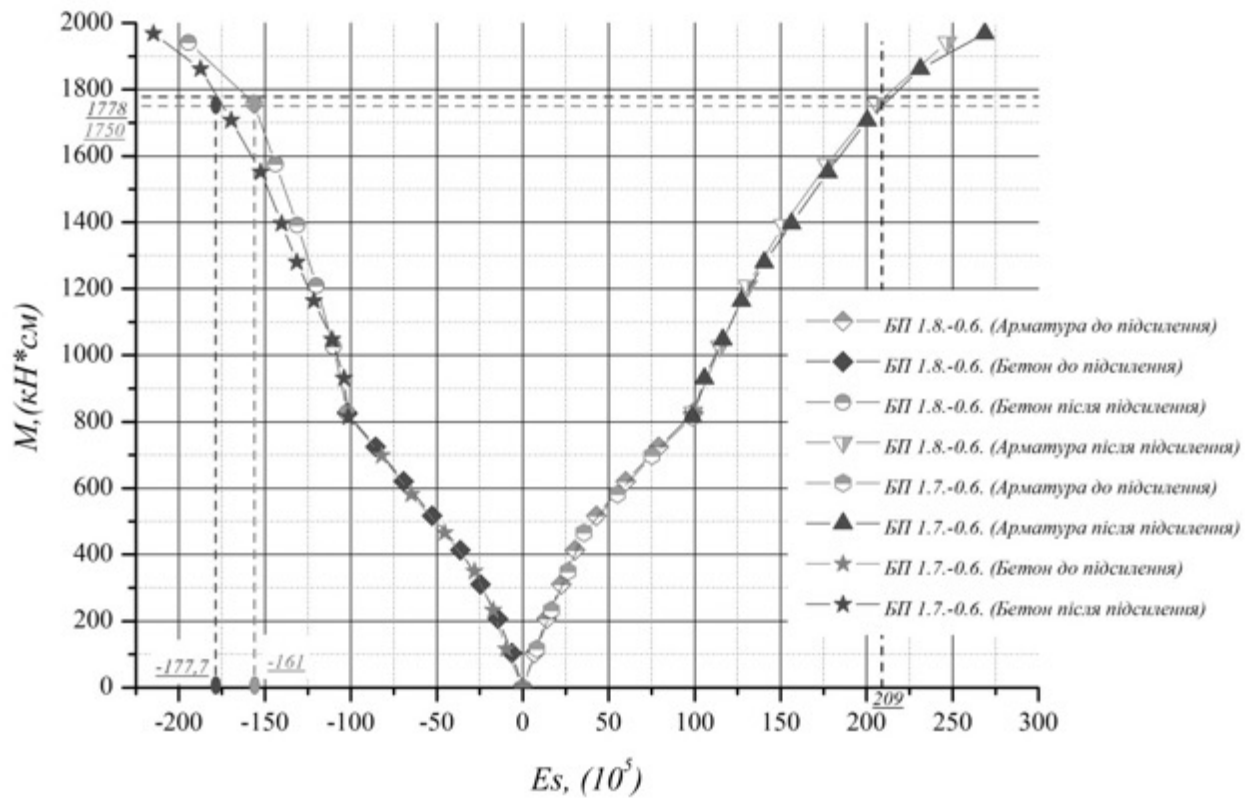


Рисунок 43. Відносні деформації арматури та бетону БП 1.7.-0.6., БП 1.8.-0.6.

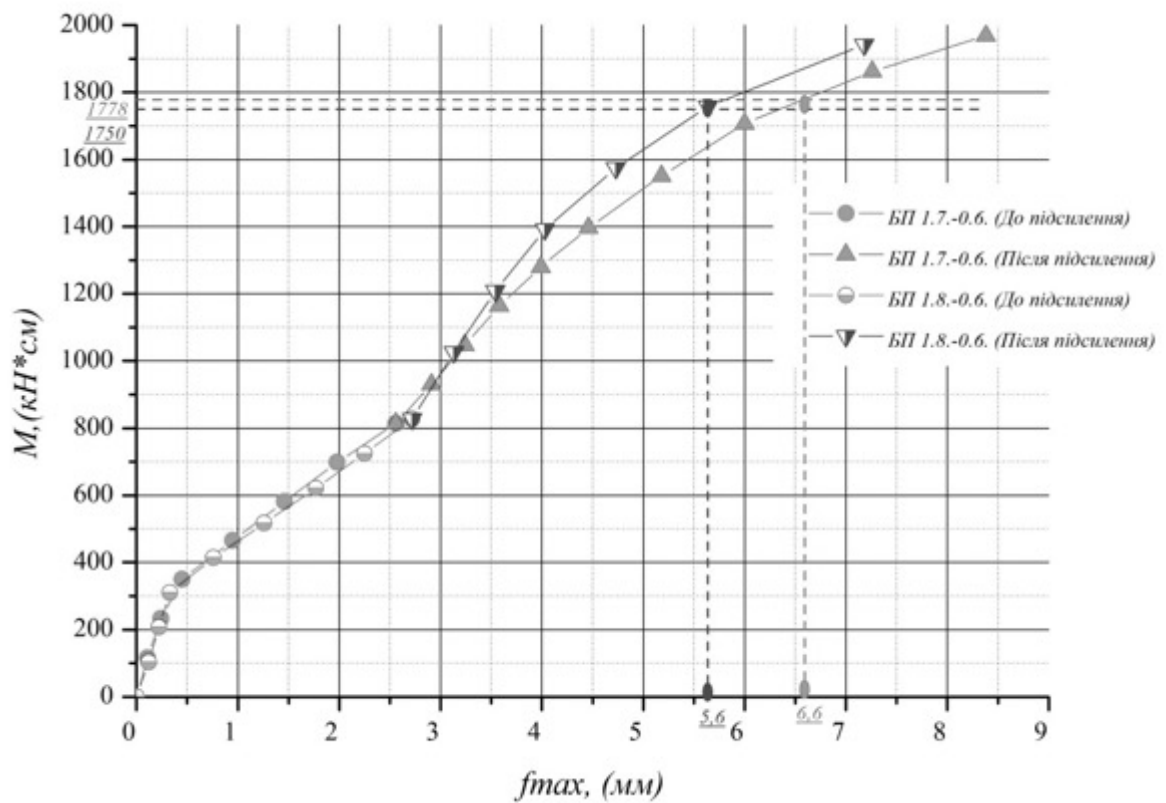


Рисунок 44. Прогин БП 1.7.-0.6, БП 1.8.-0.6.

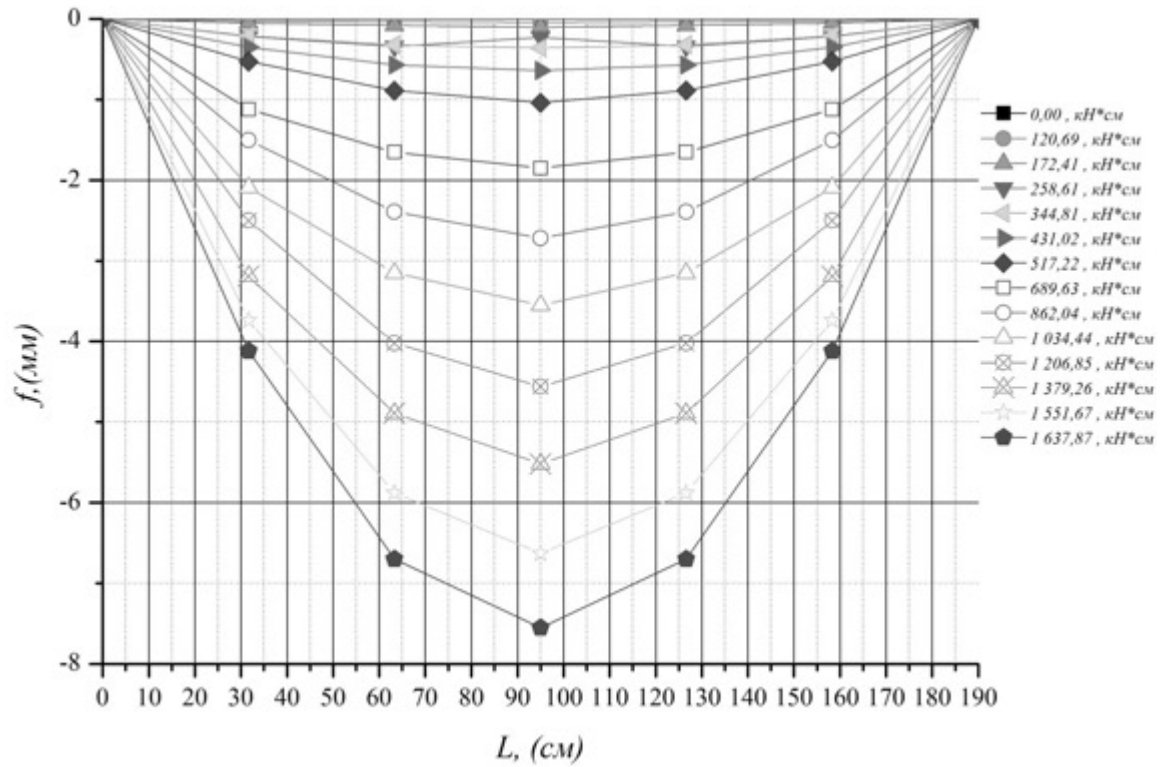


Рисунок 45. Прогин балки БЗ 1.3.-0.0. за довжиною.

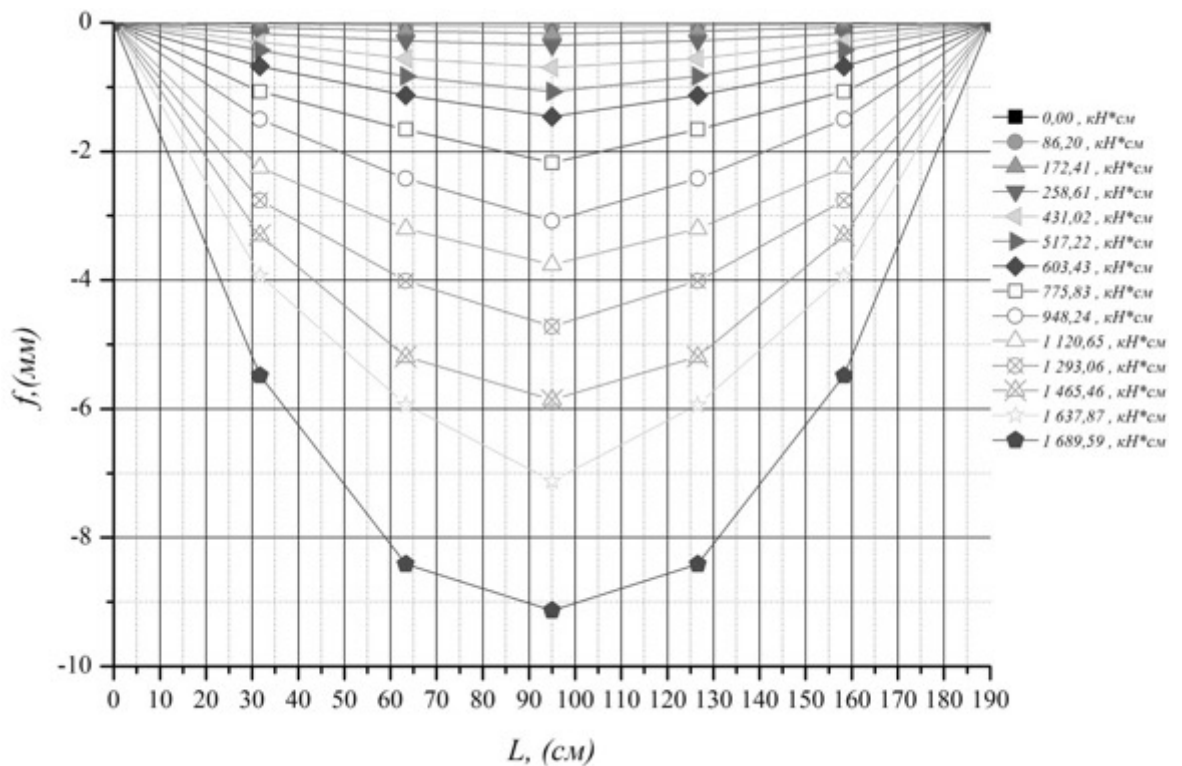


Рисунок 46. Прогин балки БП 1.4.-0.0. за довжиною.

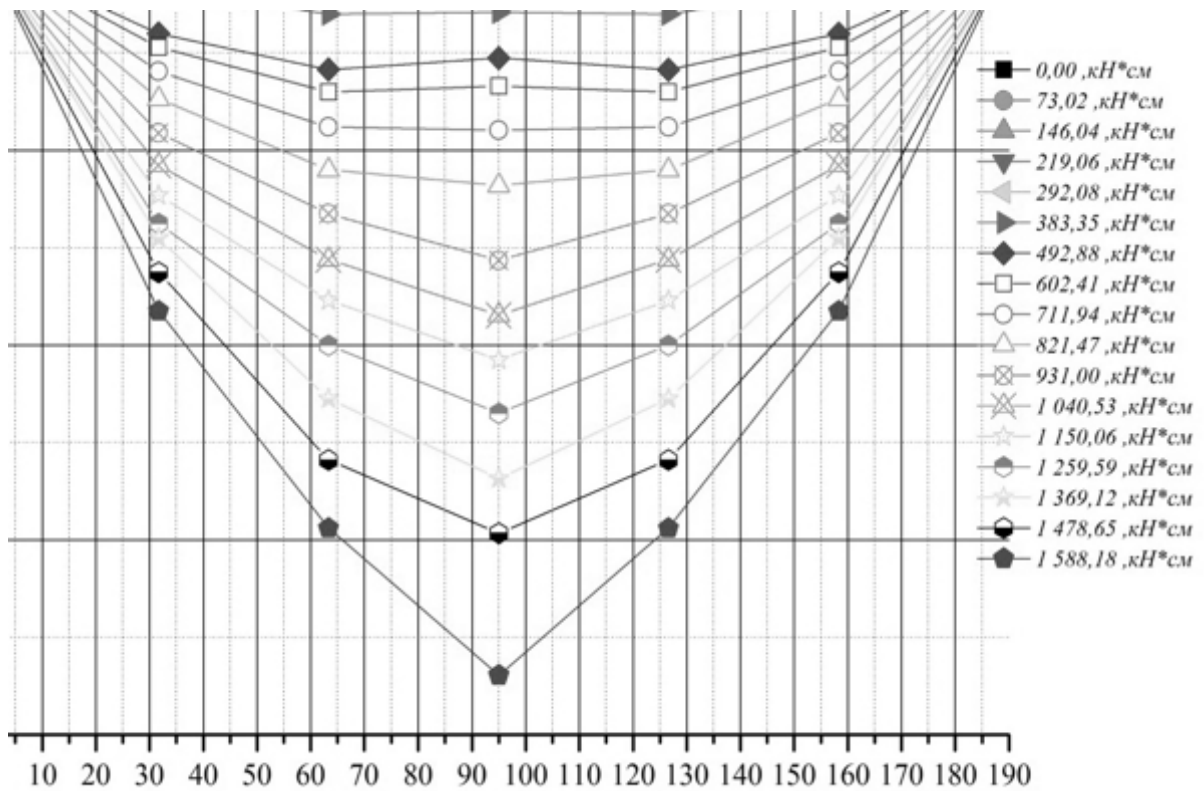


Рисунок 47. Прогин балки БЗ 1.5.-0.4. за довжиною.

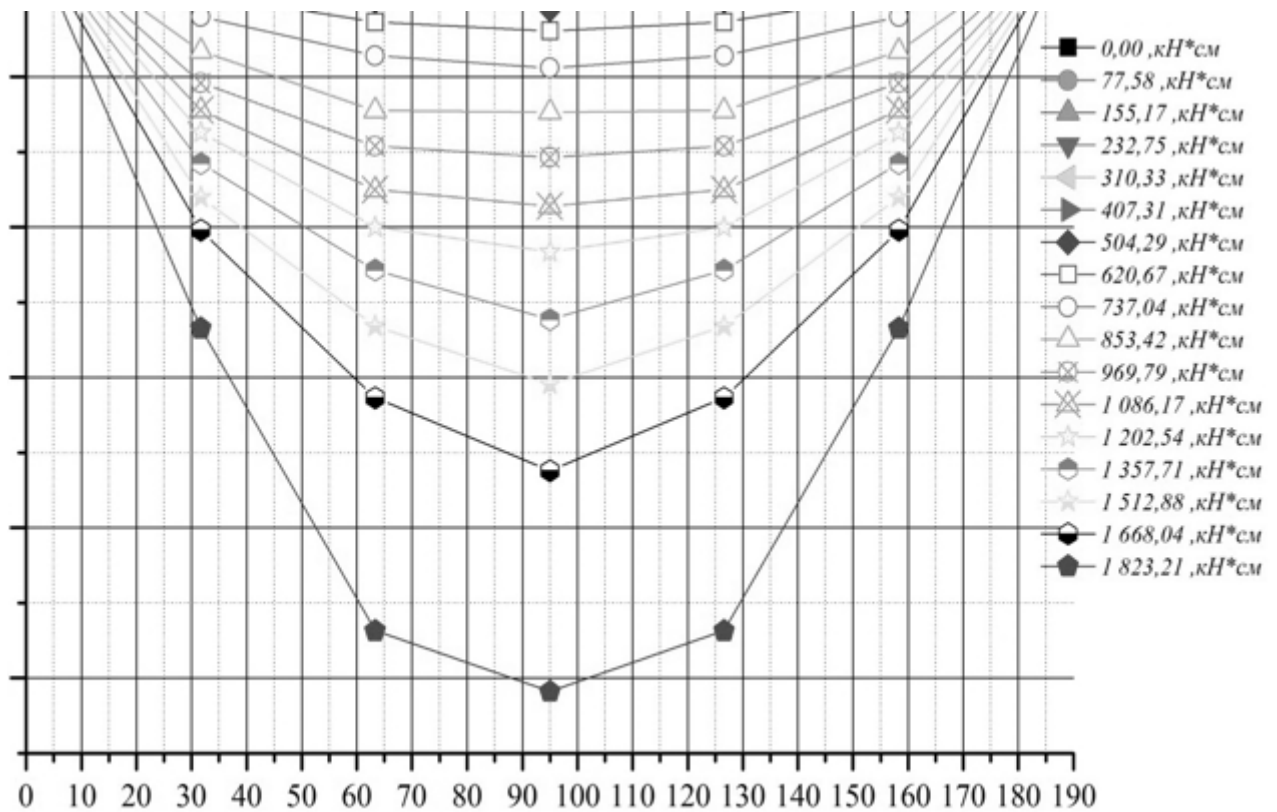


Рисунок 48. Прогин балки БП 1.6.-0.4. за довжиною.

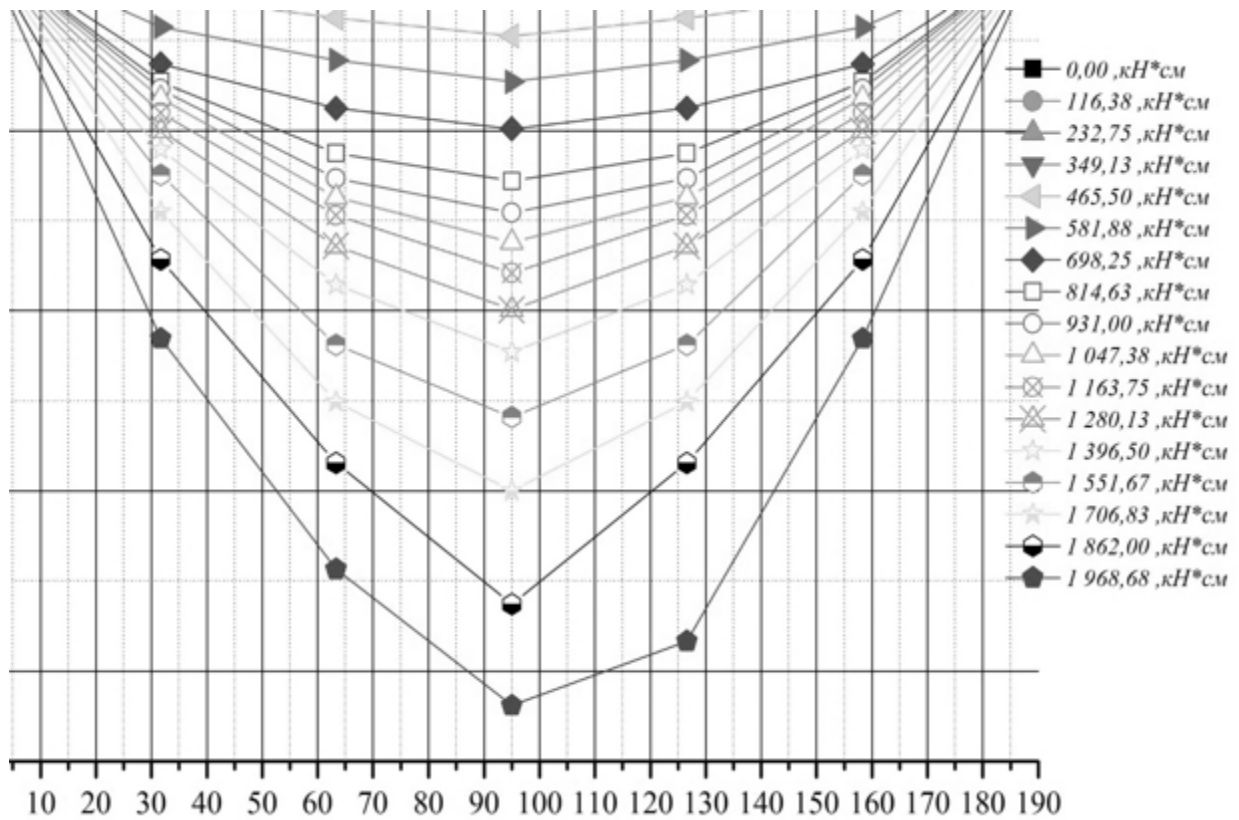


Рисунок 49. Прогин балки БЗ 1.7.-0.6. за довжиною.

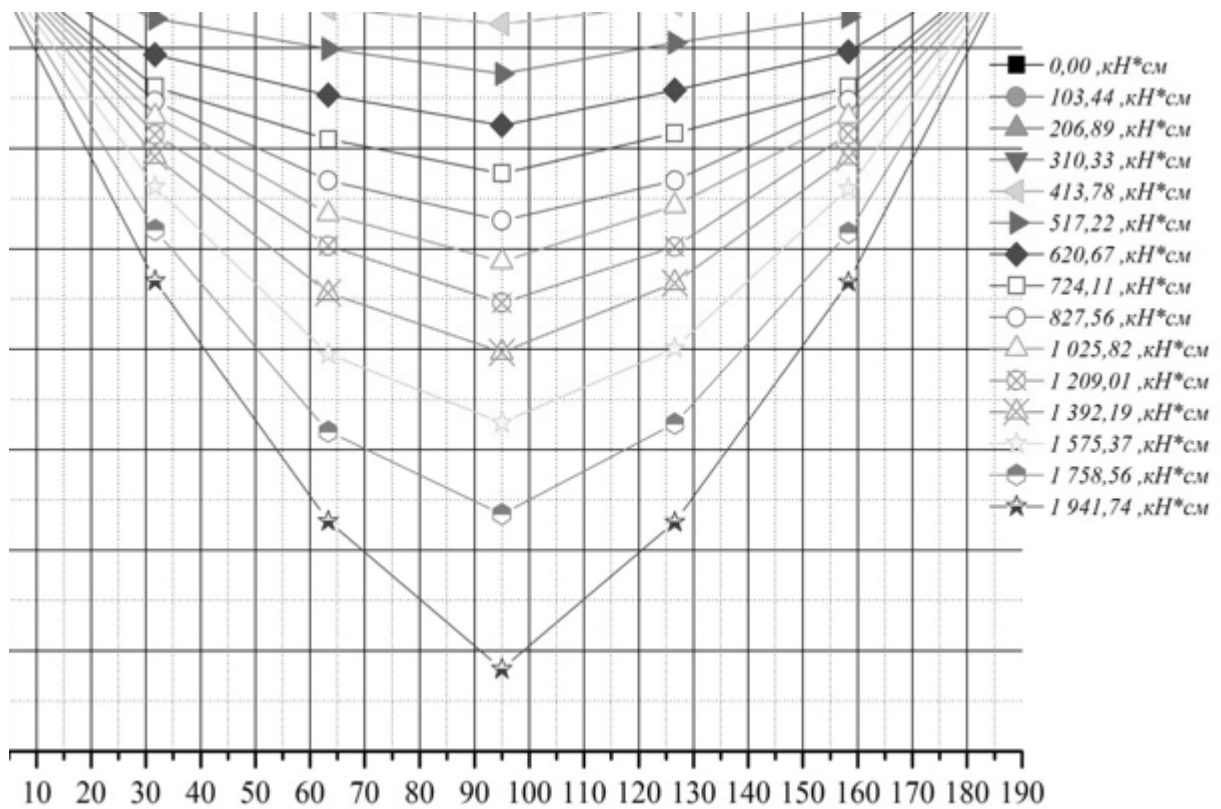


Рисунок 50. Прогин балки БП 1.8.-0.6. за довжиною.

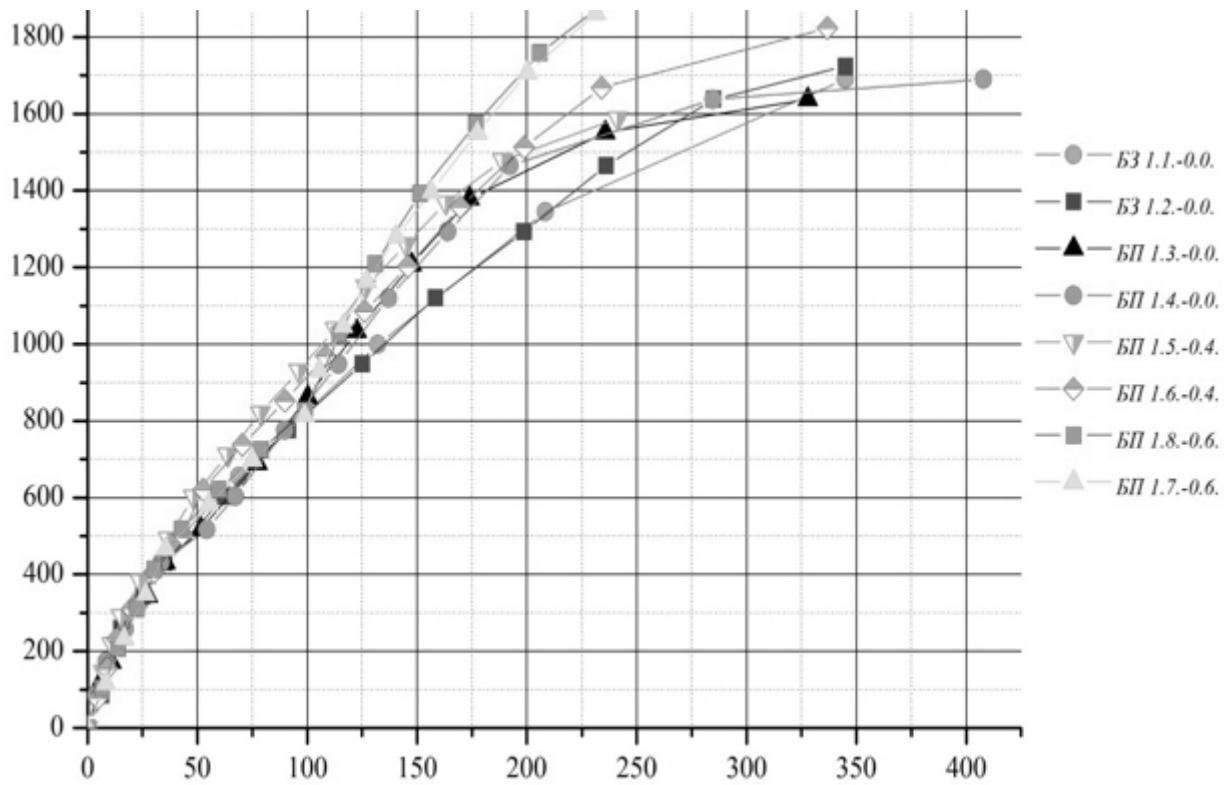


Рисунок 51. Відносні деформації арматури усіх балок серії

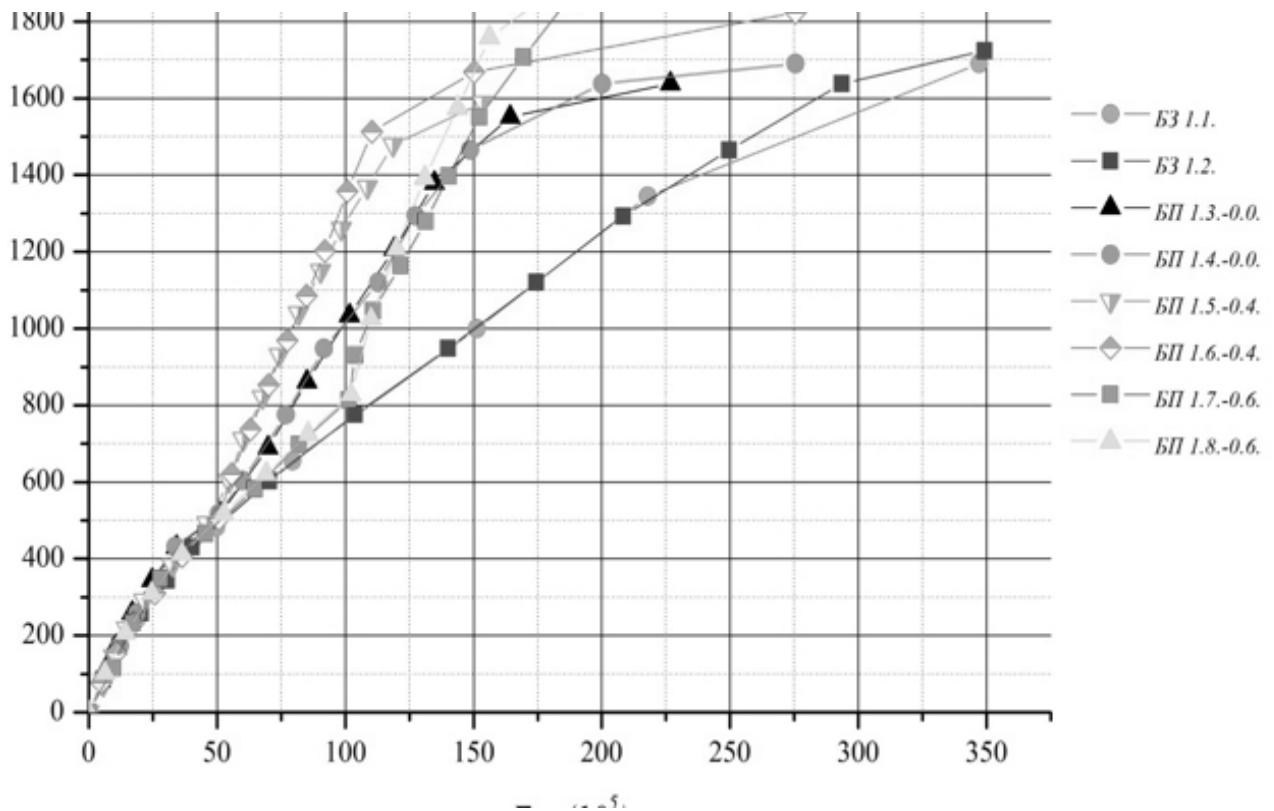


Рисунок 52. Відносні деформації стиснутої зони бетону усіх балок серії

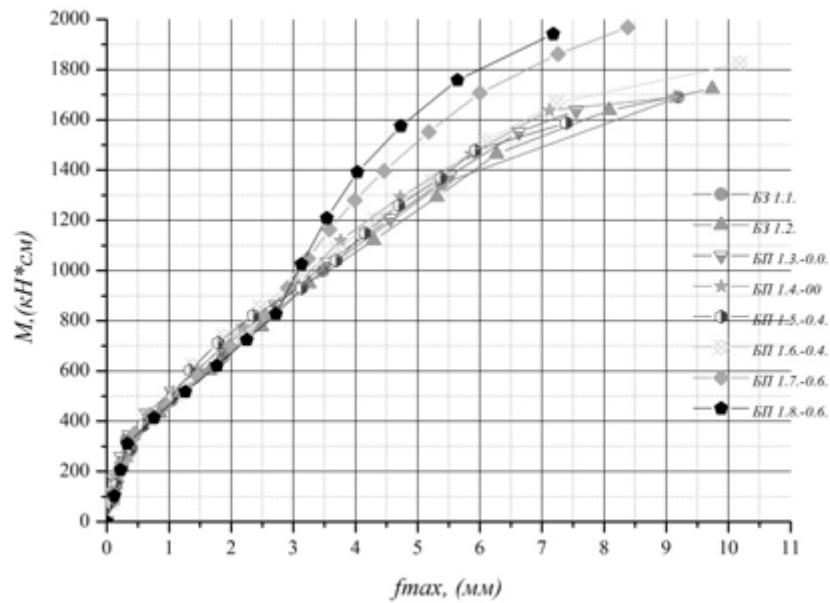


Рисунок 53. Прогин усіх балок серії.

Таблиця 13. Результати випробувань залізобетонних балок за граничним моментом.

Серія	Шифр балок	Величина згинальних моментів, кН×см			M _{ном} (у) M _{ехр} (у)	Ефект посилення, %
		Експериментальні		Розрахункові		
		При посиленні M _{ехр} кН*см	Граничний M _{ехр} (у) кН*см	По СНиП 2.03.01-84* M _{ном} (у)		
1	БЗ-1.1	0	1346	1416	1,05	0,0
2	БЗ-1.2	0	1346	1416	1,05	0,00
3	БП-1.3-0.0.	0	1479	1649	1,11	9,88
4	БП-1.4-0.0.	0	1497	1649	1,10	11,22
5	БП-1.5.-0.4.	538	1520	-	-	12,93
6	БП-1.6-0.4.	538	1558	-	-	15,75
7	БП-1.7-0.6.	807	1750	-	-	30,01
8	БП-1.8-0.6.	807	1778	-	-	32,10

Таблиця 14. Результати випробувань залізобетонних балок по деформаціях при граничному моменту в невідсилених балок

Серія	Шифр балок	Величини відносних деформацій ϵ				$\epsilon_{ном}$ (у)	$\epsilon_{ном}$ (b)	f(u), мм	Ефект посилення, %		
		Експериментальні		Гранично					$\epsilon(b)$	$\epsilon(u)$	f
		Деформації арматури $\epsilon(u)$, при M _{ехр} (у)	Деформації бетону $\epsilon(b)$, при M _{ехр} (у)	$\epsilon_{ном}$ (у)	$\epsilon_{ном}$ (b)						
1	БЗ-1.1	209	218	209	321	1,00	0,68	5,40	-	-	-
2	БЗ-1.2	209	220	209	321	1,00	0,69	5,60	-	-	-
3	БП-1.3-0.0.	209	151,5	209	321	1,00	0,47	6,20	66,7	23,7	3,6
4	БП-1.4-0.0.	209	158,5	209	321	1,00	0,49	6,10	64,7	21,5	7,82
5	БП-1.5.-0.4.	209	132	209	321	1,00	0,41	6,50	105,6	30,6	7,9
6	БП-1.6-0.4.	209	122	209	321	1,00	0,38	6,40	117,8	24,5	5,45
7	БП-1.7-0.6.	209	177,7	209	321	1,00	0,55	6,60	71,9	40,3	22,7
8	БП-1.8-0.6.	209	161	209	321	1,00	0,50	5,60	61,8	43,2	27,7

Руйнування балок, підсилених сіткою з волокон Р.В.О. пройшло при досягненні напружень в арматурі границі текучості з подальшим роздробленням бетону стиснутої зони. Характер руйнування балок показано на Фото 4.



Фото 4. Характер руйнування балок.

Висновки до розділу 3

1. В результаті проведених експериментальних досліджень міцності бетону на стиск та на розтяг, визначено: призмову міцність бетону балок – 39,46 МПа, міцність на розтяг – 3,09 МПа, модуль пружності – $3,3 \cdot 10^5$ МПа.
2. З проведених вищеописаних випробувань для балок з відповідними рівнями навантажень $0.0 M_u^{\text{exp}}$, $0.4 M_u^{\text{exp}}$ та $0.6 M_u^{\text{exp}}$ спостерігається ефективність підсилення сіткою з волокон Р.В.О. При визначенні граничного моменту текучості арматури використовувались графіки деформацій по арматурі та прогинів балки. Як видно з результатів експериментальних випробувань внаслідок підсилення сіткою з волокон Р.В.О. без навантаження несуча здатність нормального перерізу балки збільшилась на 10,55%; при підсиленні під навантаженням $0,4 M_u^{\text{exp}}$ - на 14,34%; при підсиленні під навантаженням $0,6 M_u^{\text{exp}}$ - на 31,1% відносно непідсилюваної балки
3. З проведених вищеописаних випробувань для балок з відповідними рівнями навантажень $0.0 M_u^{\text{exp}}$, $0.4 M_u^{\text{exp}}$ та $0.6 M_u^{\text{exp}}$ спостерігається ефективність підсилення сіткою з волокон Р.В.О. Порівнюючи прогини в даних балках відносно граничному моменту балок серії БЗ, отримаємо

зменшення прогинів для балок підсилених без навантаження близько 5,7%; при підсиленні під навантаженням $0,4M_u^{\text{exp}}$ - на 6,7%; при підсиленні під навантаженням $0,6 M_u^{\text{exp}}$ - на 25,2%.

4. Порівнюючи деформації в даних балках відносно граничному моменту балок серії БЗ, отримаємо зменшення деформацій для балок підсилених без навантаження близько 65,5% і 22,6% по бетону та арматурі відповідно; при підсиленні під навантаженням $0,4 M_u^{\text{exp}}$ - на 110% і 28%; при підсиленні під навантаженням $0,6 M_u^{\text{exp}}$ - на 67% і 41,8%.

Розділ 4

Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

4.1. Характеристика проектованого досліджуваного елемента.

Даний об'єкт – залізобетонна балка.

Функціональне призначення: Дані залізобетонні балки це є узагальнені експериментальні елементи, які узагальнено уособлюють типові балочні конструкції. На основі даних елементів проводиться дослідження для визначення ефективності підсилення даних елементів в експлуатованих спорудах, що знаходяться в аварійному стані і несуть загрозу людям.

До даних балочних конструкцій можна віднести усі горизонтальні елементи що працюють на згин, а саме: Балки перекриття та покриття, фундаментні балки, елементи балочного перекриття, підкранові балки. Дані елементи відповідають за забезпечення цілісності усієї конструкції і розміщаються у місцях високого корозійного ризику.

Вимоги до експлуатаційних характеристик:

Основними вимогами є забезпечення міцності, забезпечення жорсткості і висока корозійна та термічна стійкість.

При довготривалій експлуатації дані елементи зазнають механічних пошкоджень, втомлюваність конструкцій, що в свою чергу становить загрозу руйнування споруд, і становить небезпеку для життя і здоров'я людей.

Також в даній конструкції використовується металева арматура класу А 400 згідно ДСТУ 3760-2006. Металева арматура піддається корозії та втрачає свої характеристики по міцності при дії температури $>(300-400)$ градусів за Цельсієм.

У випадку надзвичайної ситуації дана конструкції повинна зберігати свої характеристики протягом часу необхідного для евакуації людей, встановленого нормами.

Технічні параметри: Для експерименту були обрані три однотипні залізобетонні балки довжиною 2100 мм, шириною 100 мм і висотою 200 мм.

Усі балки були виготовлені в заводських умовах з одного замісу бетону. Паралельно з балками сформовано контрольні куби та призми. Для виготовлення зразків був прийнятий такий склад бетону: Ц:П:Щ=1:1,14:2,62 при водоцементному відношенні В/Ц=0,35 (цемент – марки М-400 Миколаївського цементного заводу; пісок – кварцовий Славутського кар'єру Хмельницької області без домішок з модулем крупності $M_c=2.04$; щебінь – гранітний Селіщанського кар'єру Рівненської області фракції 5...10 мм – 45%, 10...20 мм – 55%).

Конструкція підсилення:

Дані балки будуть підсилені за допомогою втоплення в розчин на основі цементу сітки з кевлару (високоміцний полімер). Дана сітка є не шкідлива для організму людини, не викликає алергічних та інших реакцій.

Підсилення даних експериментальних балок буде проводитись в двох випадках:

- а). без прикладання навантаження;
- б). під навантаженням

Підсилення відбувалося по нижній грані балки. Безпосередньо перед підсиленням було підготовлено основу: очищено поверхню від пилу і бруду, обезжирено розчинником і зволожено водою. Після цього на зволожену основу металевим шпателем було нанесено розчин Ruredil X Mesh M750 шаром товщиною 2 мм. Відразу ж втоплено в ньому сітку Ruredil X Mesh Gold і прикрито її другим шаром розчину Ruredil X Mesh M750 товщиною 2 мм. По обох боках балки зроблено бандажі з сітки Ruredil X Mesh Gold, які накладено і прикрито розчином Ruredil X Mesh M750 товщиною 2 мм.

Під час виконання досліджень використовувалось дане технологічне обладнання:

- Ручний електрозмішувач
- Гідравлічна насосна станція з автоматичним спускним клапаном типу НМ.
- Прес гідравлічний з регулятором авто-подачі масла ПГБ-256 (250-125 тс).
- Захасні щити.
- Захисні металеві рами.
- Силові стенди з страхувальними кріпленнями.

Висновок: отже з точки зору експлуатаційної надійності і безпеки людей, даний об'єкт був виготовлений в заводських умовах, не використовується як експлуатуючий елемент в будівлях, а лише в дослідних цілях, тому не може викликати прямої загрози.

4.2. Зовнішня безпека досліджуваного об'єкта.

Критичні параметри небезпечних природних явищ у районі експлуатації:

- землетрус – це коливання земної кори, що виникає внаслідок вибуху у глибині землі, розламів шарів земної кори, активної вулканічної діяльності. В Україні є чотири сейсмоактивні зони: Закарпатська, Вранча, Кримсько-Чорноморська та Південно-Азовська. Найнебезпечнішими областями у сейсмічному відношенні в Україні є: Закарпатська, Івано-Франківська, Чернівецька, Одеська та Автономна Республіка Крим.

- зсуви – це зміщення вниз по схилу під дією сил тяжіння великих ґрунтових мас, що формують схили гір, річок, озерних і морських терас, ерозійних систем рік та водосховищ. Вони властиві західним областям України, а також узбережжю Чорного та Азовського морів.

- карстові процеси розвиваються майже на 60% території України. У деяких областях України ступінь ураженості карстовими процесами становить 60-100% території, при цьому характерними є явища карбонатного, сульфатного та соляного карсту. Карстові різновікові породи (від силуру до

неогену включно) розвинуті на 60% території України. А відкритий карст виявляється на 27% від усієї площі.

○ сильний вітер (шторм та буревії). Найважливішими характеристиками даних метеорологічних явищах є швидкість вітру, шлях його руху, розміри та будова, середня тривалість дії. На більшій частині території України вітри зі швидкістю, більшою за 25 м/с, бувають майже щорічно. Найчастіше – у Карпатах, горах Криму та на Донбасі.

- тривалі дощі та зливи спостерігаються щорічно і поширюються на значні території. Найчастіше вони трапляються у горах Криму та Карпатах.

Підсилення балочних конструкцій даними системами в експлуатованих будівлях позитивно впливає на довго тривалість і надійність роботи елементів, а саме:

- Підвищення міцності на 20-30% від проектованої;
- Підвищення жорсткості на 5-10%;
- Підвищення корозійної стійкості даних конструкцій;
- Підвищення тріщиностійкості конструкцій;
- Підвищення вогнестійкості підсинюваних елементів.

4.3. Внутрішня безпека проектового ДО.

Внутрішню небезпеку для залізобетонних балок становить корозія арматури, яка є найпоширенішим дефектом залізобетонних конструкцій. Причиною може бути недостатній захисний шар, пористість бетону, проникнення до арматури агресивних сполук середовища. Ремонтні роботи передбачають відбиття пошкодженого продуктами корозії бетону, очищення до металевого блиску арматури, покриття її корозійно-захисним шаром, відновлення захисного шару торкретбетоном.

Також внутрішня небезпека для залізобетонних балок може бути спричинена неякісним виконанням, недотриманням технологічного процесу. Від цього, а також від усадки, набухання бетону утворюються тріщини. Внаслідок

цього залізобетонна балка вже не має запроектованої міцності, а створює небезпеку руйнування.

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.

Іноді пошкодження свідчать про наявність двох видів дефектів. Так, тріщини з розкриттям $a_{\text{сгс}} > 0,4$ мм свідчать про перевищення вимог до другої групи граничних станів і одночасно про досягнення напружень у розтягнутій арматурі межі текучості.

Одним з найхарактерніших дефектів залізобетонних балок є тріщини.

Розрізняють тріщини, які з'явилися під час до експлуатаційного періоду: від усадки, набухання бетону, технологічного пошкодження тощо і тріщини, які з'явилися впродовж періоду експлуатації: від температурних деформацій, нерівномірної осадки основ фундаментів або силові – від дії зовнішнього навантаження.

Крім кренів і переміщень, будинки і споруди мають переважно паралельно або незалежно й інші дефекти, внаслідок яких залізобетонні балки можуть зазнати пошкоджень. Це можуть бути тріщини по фасаду від неоднорідного ґрунту основи, зсуву підпорних стінок, інтенсивного тривалого руху важкого транспорту протягом тривалого часу тощо.

Дефекти монолітного бетону найчастіше пов'язані з заморожуванням його у ранній період. Зовнішні ознаки – розрихлення бетону, лущення поверхні. Заходи з реконструкції – очищення від замороженого шару бетону, відновлення його товщини торкретуванням або тинькуванням по сітці, у разі великих пошкоджень – влаштування залізобетонної сорочки-обойми.

Можуть виникати також такі дефекти, як дрібні пошкодження, раковини. При цьому використовують покриття з застосуванням полімерів, синтетичних смол, використовують також ін'єкцію тріщин, раковин цементним розчином або полімером під тиском.

Характерним для промислових будинків є промаслювання бетону, що може знизити його міцність на 30% і більше. При цьому промаслений бетон відбивають і торкретуванням відновлюють переріз.

При виконанні досліджень в лабораторії можуть виникати такі види небезпек:

- Механічні (Ураження осколками при крихкому руйнуванні бетону, удари елементами передачі навантаження при їх вильоту за межі силового стенду у випадку виходу елемента з осі стенда.)
- Хімічні (Ураження шкіри лугами при контакті з цементними та підсилюючими розчинами)
- Електричні (Ураження струмом при використанні електро-змішувача.)

4.4. Заходи запобігання виникненню надзвичайних ситуацій і захист людей.

Під час виготовлення й експлуатації залізобетонні балки отримують часто дефекти, які погіршують зовнішній вигляд і в разі невжиття заходів щодо їх усунення можуть привести до аварійної ситуації. При цьому важливо оцінити характер та небезпеку виявлених дефектів. Якщо виявлено аварійний стан залізобетонних балок, ознаки вичерпання їхньої несучої здатності або недопустимі прогини, необхідно терміново вжити протиаварійних заходів (підсилення або заміна конструкції). Повна втрата несучої здатності залізобетонних балок будинків, споруд призводить інколи до часткового або повного руйнування, обрушення будинку.

Одним зі способів підсилення є підсилення сіткою з волокон Р.В.О.(поліпарафенілен бензооксазолу) у стабілізованій неорганічній матриці

(система Ruredil X Mesh Gold), який використано в даній роботі. При виборі даного способу підсилення збільшується міцність бетону на згин та зріз. В таких випадках міцність є одним з головних факторів при оцінці технічного стану та експлуатаційної придатності залізобетонних балкових конструкцій. В зв'язку з цим особливо важливе значення для будівельної науки і практики мають дослідження деформацій і міцності залізобетонних елементів підсиленних системою Ruredil X Mesh Gold, на основі яких можуть бути розроблені надійні методи розрахунку жорсткості підсиленних залізобетонних елементів.

Своєчасне вжиття заходів може забезпечити збереження конструкції, а також здоров'я та життя людей.

Інженерні заходи забезпечення безпеки людини під час проведення досліджень і випробувань елемента (об'єкта):

✓ при використанні поверхнево-активних речовин, які входять у склад розчину Ruredil X Mesh M750, необхідно використовувати рукавиці для захисту шкіри рук.

✓ для захисту металевої арматури від корозії та впливу прямого полум'я(у випадку пожежі) необхідно забезпечити захисний шар бетону товщиною 25мм;

✓ забезпечити надійність роботи технологічного обладнання при виготовленні конструкцій;

✓ передбачити дистанційне автоматичне відмикання технологічного електрообладнання (змішувача) для запобігання механічним і електричним ураженням.

✓ при випробуванні конструкції на згин необхідно дотримуватись правил безпеки роботи в лабораторії, а саме:

Досліджуваний об'єкт повинен бути рівно встановлений на силовому стенді і повинні бути встановлені страхувальні опори під точками прикладання зусиль та захисні щити для запобігання убезпечення людей від миттєвого крихкого руйнування.

Пристрої передачі навантажень (гідравлічна станція, траверса) повинні бути прикріплені страховочними ланцюгами до верхнього поясу силового стенду для уникнення розлітання елементів у випадку виходу дослідного об'єкту з осі.

Під час проведення підсилення по нижній грані елементів під навантаженням, необхідно використовувати захисні металеві каркаси ЗІЗ (захисні окуляри, одяг).

Пристрої створення навантаження (Гідравлічна станція) повинна мати настроєний клапан автоматичного відкриття в випадку перевантажень, в випадку наших досліджень це навантаження становить 5 тс.

При роботах з цементними сумішами для запобігання уражень лугами слід використовувати захисний одяг, рукавиці, респіратор.

✓ при виконанні шару розчину Ruredil X Mesh M750 для забезпечення кращого зчеплення з бетоном, поверхню останнього ретельно зачистити.

Організаційні заходи із захисту людини від небезпечних ситуацій:

✓ забезпечення надійності системи зв'язку для оповіщення людей про виникнення НС;

✓ організувати захист людей в умовах НС шляхом евакуації, забезпечення їх ЗІЗ та застосування профілактичних і лікувальних засобів.

4.5. Висновок:

Практичне застосування даних систем підсилення конструкцій забезпечує збільшення міцності елементів на 20%, що в свою чергу збільшує міцність усієї споруди. Дане підсилення забезпечує підвищення темо-стійкості конструкції, та термін їх експлуатації в агресивних середовищах, збільшується сейсмічна стійкість, а також стійкість до особливих навантажень. Дані факти в свою чергу підвищують безпеку життя та діяльності людей, які перебувають в спорудах, що підсилювались.

Використання усіх цих засобів та вимог перелічених вище забезпечить безпеку проведення досліджень.

Загальні висновки

1. Апробовано методику дослідження залізобетонних згинальних елементів посилених сіткою з волокон Р.В.О. під навантаженням.
2. Отримано експериментальні дані зміни в часі деформацій бетону, арматури та прогинів згинальних елементів посилених бетонною обоймою під навантаженням $0,0M_u^{\text{exp}}$, $0,5M_u^{\text{exp}}$ та $0,7M_u^{\text{exp}}$.
3. Експериментально встановлено що при рівні навантаження $0,0M_u^{\text{exp}}$ ефект від підсилення складає близько 8%; при рівні навантаження $0,5M_u^{\text{exp}}$ - близько 6%; при рівні навантаження $0,7M_u^{\text{exp}}$ - близько 12%.
4. Експериментально-теоретичним дослідженням міцності доведено, що методика при розрахунку посилених згинальних залізобетонних елементів дозволяє з приблизною точністю визначати їх несучу здатність.

Бібліографія

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258.
6. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // *Lecture Notes in Mechanical Engineering SerProceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear.*, Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.
7. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // *Scientific Journal of TNTU*. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)
8. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // *Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering*. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

9. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // ЛОГОС. Мистецтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).

10. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

11. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13

12. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

13. Mykhailo Hud, Simulation of the stress-strain state of a cylindrical tank under the action of forced oscillations, Procedia Structural Integrity, Volume 36, 2022, Pages 79-86, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.006>. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000063>)