

**Міністерство освіти і науки України
Національний університет «Львівська політехніка»**

на правах рукопису

Вегера Павло Іванович

**НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНИМИ
МАТЕРІАЛАМИ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ**

**Спеціальність 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та
споруди»**

**Дисертація на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук**

**Науковий керівник
д.т.н., професор
Бліхарський Зіновій
Ярославович**

Львів 2016

ЗМІСТ

ВСТУП	4
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД НАУКОВИХ ДЖЕРЕЛ ПРО СУЧАСНИЙ СТАН ДОСЛІДЖЕНЬ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК.....	10
1.1 Міцність похилих перерізів залізобетонних балок	10
1.2 Основні методи підсилення згинаних залізобетонних елементів.....	18
1.3 Методи розрахунку залізобетонних елементів на дію поперечної сили ..	28
1.4 Мета та задачі досліджень	35
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ..	37
2.1 Програма експериментальних досліджень.....	37
2.2 Конструкція дослідних зразків	39
2.3 Фізико-механічні характеристики матеріалів дослідних балок.....	42
2.4 Опис дослідної установки та методика проведення експериментальних досліджень.....	48
2.5 Висновки до розділу 2	57
РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	58
3.1 Несуча здатність нормальних перерізів дослідних зразків	58
3.2 Дослідження похилих перерізів залізобетонних балок без поперечної арматури (1-а серія).....	60
3.2.1 Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок без підсилення	60
3.2.2 Несуча здатність підсилених похилих перерізів залізобетонних балок	65
3.2.3 Описрезультатів дослідження балок 1-ї серії	71
3.3 Дослідження похилих перерізів залізобетонних балок з поперечною арматурою (2-а серія).....	75

3.3.1 Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок без підсилення	75
3.3.2 Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок підсилених за різними схемами	81
3.3.3 Опис результатів дослідження балок 2-ї серії	93
3.4 Аналіз результатів експериментальних досліджень	98
3.5 Висновки до розділу 3	102
РОЗДІЛ 4. МЕТОДИКА ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК.....	104
4.1 Визначення несучої здатності похилих перерізів контрольних залізобетонних балок	104
4.1.1 Визначення несучої здатності похилих перерізів балок без поперечного армування	104
4.1.2 Визначення несучої здатності похилих перерізів балок з поперечним армуванням.....	110
4.2 Визначення несучої здатності похилих перерізів підсилених залізобетонних балок	116
4.3 Висновки до розділу 4	123
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	124
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	126
Додаток 1. Довідки про впровадження результатів дисертаційних досліджень	142

ВСТУП

Залізобетон – один з найбільш поширених матеріалів, які використовують сьогодні для будівництва. Будівлі та споруди виконані з нього характеризуються високими показниками надійності та стійкості до впливів навколишнього середовища. Незважаючи на це, з часом, виникає необхідність виконати відновлення чи підсилення конструкцій внаслідок корозійного впливу, зміни функціонального призначення споруди і як наслідок зміни впливів і навантажень яким піддаються конструкції, тощо. Відновлення і реконструкція таких об'єктів є економічно доцільна оскільки вимагає значно менших затрат в порівнянні з новим будівництвом.

При складанні розрахункової схеми залізобетонних елементів важко врахувати всі діючі фактори на конструкцію, а також можливі зміни навантаження в процесі експлуатації. В таких випадках виникає необхідність виконати підсилення певних ділянок уже враховуючи дію нових факторів. Вибираючи спосіб збільшення несучої здатності залізобетонних конструкцій необхідно враховувати не тільки параметри напружено-деформованого стану, але і матеріал, з якого виконуватиметься підсилення, економічність та доцільність в даних умовах експлуатації конструкції. Виконувати підсилення методом нарощуванням перерізу дозволяє отримати високі показники збільшення несучої здатності, проте потребує значного часу та є трудомістким, потребуючи використання значної кількості розхідних матеріалів та людських ресурсів, збільшуються геометричні розміри перерізу.

З розвитком науки та техніки з'явилися нові будівельні матеріали, застосування яких значно спрощує відновлення та реконструкцію залізобетонних елементів. Перевагами сучасних композитних матеріалів є високі показники міцності, висока корозійна стійкість, мала власна вага, низька трудомісткість процесу влаштування, фактично незмінність геометричних розмірів конструкції після підсилення, невеликий термін влаштування підсилення, що значно збільшує ефективність застосування цих матеріалів при виконанні підсилення чи навіть проектуванні конструкцій.

Проте даний матеріал має і недоліки. В порівнянні з металевим армуванням, композитні елементи підсилення мають значно вищу собівартість, важко забезпечити сумісну роботу бетону та змонтованої системи підсилення. Проведення досліджень для розробки методів, які дозволять максимально використовувати високі фізико-механічні властивості таких матеріалів, забезпечення надійності їх проектного положення, оптимізація витрат матеріалу на підсилення надасть можливість зменшити собівартість системи підсилення, що дозволить збільшити спектр їх практичного застосування.

Незважаючи на актуальність дослідження підсилення залізобетонних конструкцій композитними матеріалами, дуже мало досліджень присвячено підсиленню при дії навантаження.

Дослідження максимально ефективного застосування сучасних композитних матеріалів та їх методів проектування є важливим напрямком в розвитку сучасного будівництва. Особливо це стосується підсилення похилих перерізів в залізобетонних згинаних елементах, зважаючи на їх складний напружено-деформований стан.

Актуальність теми дослідження. Згинані залізобетонні елементи є найбільш поширеними залізобетонними конструкціями в світі. З часом, під впливом різних чинників виникає необхідність відновити чи збільшити несучу здатність залізобетонних елементів не лише нормальних, але і похилих перерізів.

Основна частина досліджень, в яких вивчалось підсилення похилих перерізів залізобетонних конструкцій, стосувалась вивченню напружено-деформованого стану, принципів проектування, методів підсилення, з використанням підсилення з металевих чи залізобетонних елементів. Використання значної кількості розхідних матеріалів, призводить до необхідності використання матеріалів підсилення, які б надали високі показники збільшення несучої здатності залізобетонних балок на поперечну силу з меншими затратами трудоемності. До таких матеріалів належать композитні матеріали, які виготовляють на основі вуглецевих, композитних та ін. волокон, у вигляді тканини чи стрічок. Простота і швидкість монтажу такого підсилення дозволяє виконати підсилення без значних затримок.

Застосування композитних матеріалів, які дозволять швидко підсилити конструкцію, без демонтажу вище розташованих елементів, має високу перспективу застосування. Відсутність в Україні норм, які б давали вказівки щодо проектування підсилення композитними матеріалами доводить, що даний напрямок є малодосліджений та потребує подальшого розвитку принципів застосування композитних матеріалів.

Тому встановлення реальних параметрів несучої здатності залізобетонних балок на дію поперечної сили, підсиленних композитними матеріалами за дії навантаження різного рівня інтенсивності є актуальним дослідженням і має важливе наукове та практичне значення.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертаційна робота виконана згідно з тематикою наукових досліджень кафедри будівельних конструкцій та мостів Національного університету «Львівська політехніка»: «Теоретичні та експериментальні дослідження звичайних та попередньо напружених залізобетонних, металевих, дерев'яних та інших конструкцій будівель, споруд, мостів і фундаментів та методів їх підсилення з урахуванням різних видів армування, бетонування, способів та інтенсивності навантаження, дії агресивного середовища, підвищених температур», а також окремі результати отримані в рамках виконання держбюджетної теми: «Розроблення методик визначення несучої здатності та деформативності залізобетонних конструкцій зміцнених новітніми матеріалами за дії навантаження» (№ державної реєстрації 0115U000436).

Метою роботи є експериментальне та теоретичне визначення несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, які підсилюються композитними матеріалами за дії навантаження з розробкою рекомендацій щодо застосування композитної тканини для підсилення похилих перерізів.

Досягнення поставленої мети досліджень здійснюється на основі виконання наступних завдань:

- розробити оптимальну методику дослідження похилих перерізів залізобетонних балок, підсиленних композитними матеріалами;

- провести експериментальні дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок підсилених композитними матеріалами при різних рівнях початкового навантаження;
- розробити методику теоретичного розрахунку підсилених похилих перерізів залізобетонних балок на основі діючих норм, з врахуванням рівня навантаження при якому виконується підсилення;
- провести аналіз отриманих експериментальних даних з теоретичними результатами досліджень та розробити рекомендації щодо застосування композитної тканини для підсилення похилих перерізів.

Об'єкт дослідження. Похилі перерізи залізобетонних балок з недостатньою чи відсутньою поперечною арматурою, котрі потребують підсилення.

Предмет досліджень. Несуча здатність залізобетонних балок підсилених за похилими перерізами композитною тканиною, за дії навантаження різного рівня.

Методи досліджень – аналіз наукових джерел по темі досліджень; експериментальні дослідження похилих перерізів з і без підсиленням при наявності і відсутності дії навантаження різного рівня; теоретичний аналіз експериментальних даних.

Наукова новизна отриманих результатів:

- отримано нові результати експериментальних досліджень несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною тканиною в залежності від рівня діючого навантаження, відсотка додаткового армування та схеми підсилення;
- встановлено, що при збільшенні рівня діючого навантаження ефект підсилення композитними матеріалами спадає, для похилих перерізів без поперечного армування при навантаженні більшому 0.5 від руйнівного, та для армованих похилих перерізів при навантаженні більшому 0.7 від руйнівного, виконувати підсилення є недоцільним;
- набула подальшого розвитку методика розрахунку похилих перерізів залізобетонних балок, в тому числі підсилених композитними матеріалами за дії навантаження з використанням деформаційної моделі;

- експериментально-теоретичним шляхом визначено коефіцієнт γ_{yw}^{add} , який враховує вплив рівня діючого навантаження на міцність похилих перерізів підсилених композитними стрічками залізобетонних балок та запропоновано залежність для його визначення;

- розроблено алгоритм визначення величин кута нахилу похилої тріщини θ і величини міцності бетону на зріз $C_{Rd,c}$ та уточнено застосування розрахункового опору композитної арматури на зріз f_{ywd}^{add} .

Практичне значення полягає в можливості використання отриманих даних експериментально-теоретичних досліджень при визначенні несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок підсилених системою FRCM за дії навантаження та їх застосування при відновленні та реконструкції існуючих залізобетонних елементів.

Особистий внесок здобувача

- проведення експериментальних досліджень похилих перерізів з та без підсилення композитною тканиною при дії навантаження різного рівня;
- отримання експериментальних даних несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною з різним відсотком армування та схемою підсилення, залежно від рівня початкового навантаження;
- апробація методики теоретичного визначення несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження згідно чинних норм проектування;
- розроблення пропозицій, щодо врахування рівня діючого навантаження при оцінюванні міцності похилого перерізу підсилених залізобетонних балок;
- надання пропозиції щодо визначення розрахункового опору композитної арматури на зріз.

Апробація результатів досліджень. Основні положення дисертації та результати були представлені на наукових семінарах кафедри будівельних

конструкцій та мостів Національного університету «Львівська політехніка» упродовж 2014-2016 років.

Основні результати дисертації були обговорені на наступних конференціях: Міжнародна науково-практична виставка-конференція молодих вчених і студентів «Інновації в будівництві» (м. Луцьк 20-22.11.2014), XV International Scientific Conference «Current Issues of Civil and Environmental Engineering and Architecture» Rzeszów–Lviv– Kosice (Rzeszow, 09-10.09.2015), 5th International youth science forum «Litteris et artibus» (Lviv, 26-28.11.2015), «Науково-практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, 02-03.06.2016).

Публікації. За матеріалами дисертаційної роботи було опубліковано 8 друкованих праць, з них 2 в закордонних періодичних виданнях, 6 праць у фахових виданнях України та подана заявка на патент.

Структура і обсяг роботи. Дисертація включає вступ, 4 розділи основної частини, загальні висновки, список використаної літератури із 138 джерел, 1 додатка. Робота викладена на 145 сторінках, у тому числі містить 125 сторінок основного тексту, з них 9 повних сторінок з рисунками і таблицями, 16 сторінок списку використаних джерел, 22 таблиці, 71 рисуноків та 4 сторінки додатку.

РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД НАУКОВИХ ДЖЕРЕЛ ПРО СУЧАСНИЙ СТАН ДОСЛІДЖЕНЬ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

1.1 Міцність похилих перерізів залізобетонних балок

Проблемами міцності похилих перерізів широко досліджувались в Україні та світі. Дослідженнями займались: Боришанський М.С. [14], Гвоздев А.А. [25], Гладишев Г.М. [26], Двоскина Л.Г. [27], Дмитренко А.О. [29], Дорофеев В.С. [31], Дорошкевич Л.О. [37], Залесов А.С. [41], Карпюк В.М. [33], Клімов Ю.А. [50], Максимович С.Б. [59], Ониськів Б.Н. [68], Bazant Z.P. [87], Bresler В. [91], Nanni А. [95], Leonardt F. [108], Mörschem E. [114], Saeed M.M. [127].

Основні параметри несучої здатності похилих перерізів викладено в працях Дорошкевича Л.О.[37] та Nilsona А.Н.[118]. В даних працях, а також інших, вказано та проаналізовано основні фактори, які впливають на несучу здатність похилих перерізів:

- характер діючого навантаження: балки з рівномірним навантаженням показують несучу здатність на 20...40% більшу у порівнянні з завантаженням у вигляді зосередженої сили[68];
- параметри поздовжнього армування: відсоток армування - поздовжня арматура суттєво впливає на висоту розкриття похилої тріщини, і як наслідок на висоту стиснутої зони над вершиною тріщини; зчеплення арматури з бетоном – при доброму анкеруванні похилі тріщини розповсюджуються по висоті балки, а на рівні поздовжньої арматури поступово утворюються короткі похилі тріщини;
- відносний проліт зрізу: численні досліді показують, що при розташуванні зосередженої сили на відстані $a=2,5...3,5 \cdot d$ від опоринесуча здатність похилого перерізу мінімальна[36];
- міцність бетону: якщо балка руйнується по похилому перерізі у стиснутій зоні, від роздавлювання бетону (не від зрізу) тоді несуча здатність прямо пропорційна від міцності бетону на стиск [30];

- абсолютна висота балки: балки малої висоти показують більшу відносну несучу здатність по похилих перерізах у порівнянні з високими балками.

Ці фактори впливають на поширення похилих тріщин, і як результат на несучу здатність похилих перерізів залізобетонних балок.

Аналізувати напружено-деформований стан похилих перерізів можна користуючись монографією Залесова А.С. [41]. Автор виділив чотири основні стадії розвитку напружень, що виникають в похилих перерізах під час збільшення поперечної сили, яка діє в залізобетонних балках. Для похилих перерізів характерні наступні стадії напружено деформованого стану:

- Стадія I. В перерізі елемента немає тріщин, елемент працює як суцільне непружне тіло. Деформації стиску і розтягу розподіляються по висоті перерізу згідно гіпотези про плоскі перерізи, по довжині прольоту зрізу – у відповідності до епюри згинальних моментів (рис. 1.1а).

Деформації в поздовжній арматурі, як і в бетоні розтягнутої зони невеликі, деформації поперечної арматури розподіляються по довжині рівномірно.

На перших етапах завантаження залежність між напруженнями і деформаціями бетону лінійна, а епюри нормальних напружень є трикутної форми. При збільшенні навантаження в бетоні розтягнутої зони розвиваються пластичні деформації, епюра напружень з трикутної стає криволінійною, напруження наближаються до границі міцності, на розтяг, формується перша тріщина. Поява перших, вертикальних тріщин призводить до II стадії напружено деформованого стану.

- Стадія II. З розвитком вертикальних тріщин напружено-деформований стан бетону по довжині прольоту зрізу змінюється (рис. 1.1б). В перерізах, між тріщинами, деформації розтягу та стиску бетону розподіляються по всій висоті перерізу, за лінійною закономірністю, з максимальними значеннями в стиснутій та розтягнутій фібрі бетону. В перерізі з розкритою тріщиною деформації стиску та розтягу бетону розподіляються тільки до вершини тріщини. Деформації зрізу концентруються в зоні з відсутніми тріщинами, з максимумом по середині висоти. В розтягнутій зоні, над вершиною тріщини і між тріщинами

залежність між напруженнями і деформаціями бетону, з збільшенням навантаження, стає нелінійною, відповідно епюри напружень – криволінійними. Напруження збільшуючись до граничних, що призводить до розвитку існуючих та появи нових тріщин.

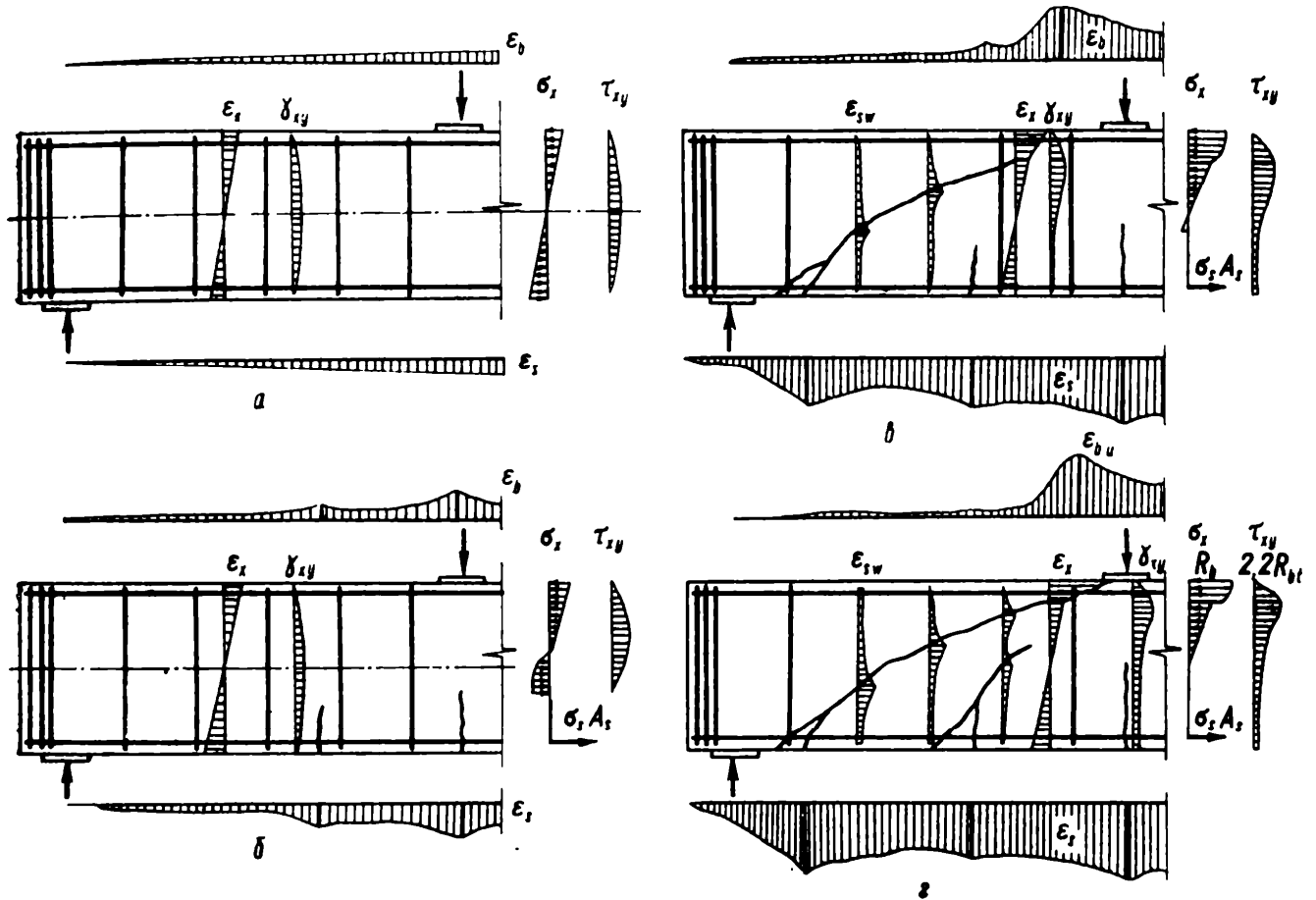


Рис. 1.1. Стадії напружено-деформованого стану похилих перерізів[41]

На цій стадії з'являються пластичні деформації стиснутої зони бетону. Після появи і розвитку тріщин починається інтенсивне деформування робочої арматури. Розподіл деформацій по довжині арматури в цілому відповідає епюрі згинальних моментів. Характерне збільшення деформацій арматури наявне в місцях розкриття тріщин. Деформації поперечного армування є незначним, рівномірно розподіленим по довжині.

Кінець другої стадії настає з розвитком похилих тріщин.

- Стадія III. Утворення і розвиток похилих тріщин призводить до значної зміни напружено-деформованого стану похилого перерізу. Розвиваючись в напрямку точки прикладання сили, похила тріщина розділяє стиснуту зони по

висоті на дві частини, при цьому в вершині тріщини спостерігається явно виражений перелом епюри деформацій стиску (рис. 1.1в). Деформації крайньої стиснутої фібри бетону набувають максимальних значень в зоні над її вершиною. З збільшенням навантаження і розвитком тріщин, деформації стиску збільшуються тільки в цій області, на інших ділянках елементів вони залишаються на попередньому рівні чи дещо спадають. У відповідності до перерозподілу деформацій змінюються епюри напружень в бетоні: над вершиною тріщини епюра має криволінійний характер, а в межах стиснутої зони під тріщиною – трикутний характер. Епюра дотичних напружень в бетоні має криволінійний вигляд, з максимум в вершині критичної похилої тріщини, і сконцентрована в межах стиснутої зони бетону.

Розвиток критичної похилої тріщини призводить до змін в характері деформування поздовжньої арматури: деформації в точці перетину тріщини і арматури збільшуються, і перестають відповідати епюрі згинальних моментів. Характерною особливістю деформування поздовжньої арматури є її згин в місці перетину з критичною похилою тріщиною, про що свідчить значна різниця в деформуванні крайніх волокон стержні (рис. 1.2а).

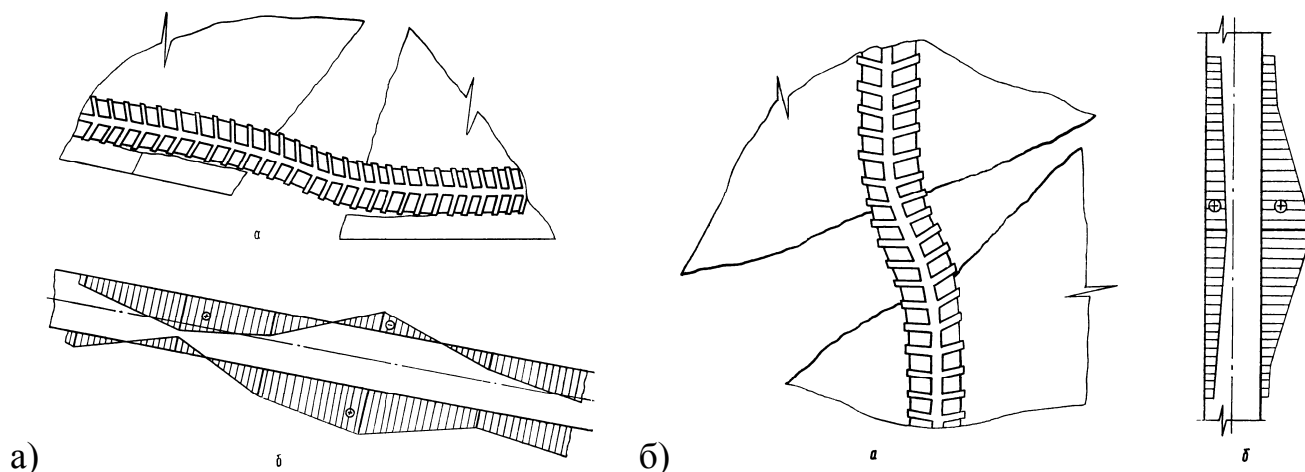


Рис.1.2. Розподіл деформацій розтягнутої (а), та поперечної арматури (б) в місці перетину їх похилою тріщиною [41]

При перетині похилою тріщиною поперечної арматури відбувається інтенсивне збільшення деформацій розтягу, причому значення на гранях арматури неоднакові (рис.1.2б). Найбільші деформації виникають в арматурі, розміщеній в

середні частині тріщини, ближче до кінців тріщини в стиснутій і розтягнутій зоні вони зменшуються.

Кінець третьої стадії і перехід до четвертої відбувається в момент коли елемент втрачає несучу здатність і відбувається фізичне руйнування.

– Стадія IV. Відбувається руйнування по стиснутій зоні бетону в результаті роздроблення чи зрізу бетону над вершиною критичної тріщини, чи в розтягнутій зоні – в результаті втрати анкерування поздовжньою арматурою (рис.1.1г) Епюра напружень в бетоні має явний криволінійний характер, максимальним значення біля стиснутої грані елемента, близька до f_{ck} . Від стиснутої грані то вершини похилої тріщини напруження зменшуються до $0.3...0.5 f_{ck}$. Епюра дотичних напружень проходить через вершину критичної похилої тріщини і по формі така ж як в стадії III. Максимальні дотичні напруження діють в вершині похилої тріщини, зменшуючись в напрямку стиснутої і розтягнутої грані. Осьові напруження в поздовжній арматурі, як правило не перевищують межі текучості, хоча фіброві напруження розтягу, в місці перетину арматури похилою тріщиною, можуть бути рівні чи навіть дещо перевищувати межу текучості. При роздробленні бетону над тріщиною, напруження в всіх хомутах, котрі пересікає критична похила тріщина, досягають межі текучості, причому напруженні по двох протилежних гранях стержнів, в площині згину вирівнюються.

В загальному, при впливі різних комбінацій факторів наведених вище, виділяють 3 характерні схеми руйнування залізобетонних балок по похилим перерізах[108]:

1. *Сколюючо-згинальне руйнування.* Похила тріщина поширюється по всій висоті балки, настає руйнування стиснутої зони балки. Таке руйнування характерне для балок без поперечного армування. При цьому напруження в поперечній арматурі, яка перетинає похилу тріщину, досягають границі текучості та через зріз бетону стиснутої зони над похилою тріщиною.
2. *Руйнування ребра.* Даний випадок настає від діагонального стиску при великих значеннях зрізуючих напружень чи внаслідок перенапруження поперечної арматури.

3. *Руйнування внаслідок порушення анкерування поздовжньої арматури.* Це призводить до руйнування ребра або стиснутої полицки, до цього ж наступає властиве руйнування на зріз. Бетон розтягнутої зони поступово виключається з роботи і все зусилля передається на поздовжню і поперечну арматуру. Проходить взаємний поворот двох частин елемента відносно точки S_n , (знаходиться по середині висоти стиснутої зони) бетон руйнується так само як в нормальних перерізах. Руйнування залізобетонного елемента за вказаною схемою можливе під час порушення анкерування поздовжньої арматури.

Боришанський М.С.[13] виділяє дві основні схеми руйнування похилих перерізів: руйнування стиснутої зони балки над похилою тріщиною та руйнування від згину при слабкій поздовжній арматурі. Такий підхід, з певними уточненнями, закладений в норми проектування [6].

Необхідно звернути увагу, що в нормах [6], вплив поздовжньої арматури на несучу здатність похилих перерізів залізобетонних балок не враховано. Дослідження Дмитренка А.О.[28] стосувались оцінки впливу поздовжньої арматури на напружено-деформований стан похилих перерізів залізобетонних балок. Експериментальні дослідження [29]свідчать, що при завантаженні залізобетонних балок зосередженими силами, ключовим параметром при виникненні похилої тріщини та руйнуванні, є відстань від опори до місця прикладання навантаження (проліт зрізу). Поперечна сила, яку сприймає поздовжня арматура (нагельний ефект), становить до 20% поперечної сили, що діє в перерізі елементів, які мають поперечне армування. Для елементів без поперечної арматури становить 7...10% що в 2-3 рази менше ніж для елементів, армованих хомутами. Нагельний ефект має місце при рівні завантаження, близького до руйнівного $(0.8-1.0)Q_e$. При меншому рівні навантаження нагельний ефект майже відсутній і не може впливати на утворення похилих тріщин.

Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних елементів без поперечної арматури проводили Двоскіна Л.Г. [27], Bazant Z.P. [87] та Chavan R.S. [93]. Змінним параметром в дослідженнях [27] був відсоток

поздовжнього армування $\mu=1...4\%$, та клас бетону конструкцій, а в роботі [87] змінювалась висота балки, від 25 до 400 мм шириною 38 мм, при збереженні однакового відсотка армування. В результаті було встановлено, що міцність похилих перерізів зразків спадає при зниженні міцності бетону, тоді як з збільшенням відсотка армування - зростає, причому значення поперечної сили, яку сприймає поздовжня арматура, не залежить від виду бетону чи відсотку поперечного армування.

Аналогічні дослідження проводив Гладишев Г.М. [26], який вивчав вплив масштабного фактору і поздовжньої арматури на несучу здатність похилих перерізів залізобетонних балок. Результати показали, що при збільшенні висоти балки від 300 мм до 1200 мм несуча здатність вертикального перерізу збільшується майже лінійно.

Singh B. [131] виконував дослідження змінюючи не тільки діаметр поздовжнього армування, але і кількість та тип арматури (гладка чи ребриста). За результатами встановлено, що кількість арматури суттєво впливає на ширину розкриття тріщини, ширина розкриття зменшилась до 40%, проте вплив на несучу здатність похилого перерізу є незначний.

Метою роботи Дорофєєва Д. С. [31] є встановлення впливу поздовжніх стискаючих та розтягуючих зусиль, прикладених з ексцентриситетом на міцність приопорних ділянок згинаних залізобетонних елементів. Дослідження проводили при відносному прольоті зрізу $a/d=1,2,3$, для балок з різним поперечним армуванням, різного класу бетону. Основним дослідним фактором була наявна поздовжня сила додатного чи від'ємного знаку. Встановлено, що найбільший вплив має величина відносного прольоту зрізу. Ріст міцності бетону у межах від В15 до В35, практично, не впливає на несучу здатність приопорних ділянок балок при їхньому позацентровому розтязі, проте відіграє важливу роль при наявних поздовжніх стискаючих зусиль. Наявність поздовжньої розтягуючої сили, на відміну поздовжньої стискаючої сили, суттєво зменшує несучу здатність приопорних ділянок балок.

Дослідження Дорошкевича Л.А.[34], Breslera B. [91] та Saeed M.M. [127] проводили для похилих перерізів залізобетонних балок з поперечною арматурою.

Змінним параметром в цих дослідженнях був крок та діаметр поперечного армування. Експериментально встановлено, що зменшення кроку поперечної арматури призводить до зменшення розкриття похилої тріщини. В роботі Максимович С.Б. [59] досліджувалась робота похилого перерізу з двозначною епюрою згинальних моментів, армованих вертикальною поперечною арматурою. Було надано рекомендації, щодо розрахунку поперечної арматури в балках з однозначною епюрою згинальних моментів на дію рухомого зосередженого навантаження та у балках з двозначною епюрою згинальних моментів.

Дослідженням принципів розрахунку припорних ділянок займався Дорофєєв В.С. та Карпюк В.М. [33]. В наведені праці проаналізовано особливості деформування, тріщиноутворення та руйнування припорних ділянок прогінних залізобетонних конструкцій та запропоновано їх розрахунок на основі інженерної методики.

Дослідження міцності залізобетонних згинаних елементів, які завантажені в межах висоти перерізу проводив Канюк В.М. [46]. Вивчався напружено-деформований стан згинаних залізобетонних елементів завантажених в межах висоти перерізу та вплив висоти завантаження на міцність похилих перерізів.

Оскільки руйнування похилих перерізів є раптове та неочікуване важливу роль відіграють дослідження Пушкара Н.В. [73], який досліджував вплив технологічної пошкодженості на роботу залізобетонних згинальних елементів по похилим перерізах. Величини повних деформацій стиснення при зростанні технологічної пошкодженості збільшуються на 8...10%, деформації розтягу – на 25...40%, величини не пружних деформацій стиснення змінюються в межах 9...22%, деформації розтягу – в межах 22...60%.

Аналізуючи дослідження міцності похилих перерізів можна зробити висновок, що ця проблема ще не до кінця вивчена і потребує подальшого дослідження. Варто відзначити, що більшість досліджень орієнтувались на норми проектування за інженерною методикою [6], які тепер вже скасовані, а з вступом в дію деформаційної моделі розрахунку, згідно чинних норм [7,8], виникає великий

спектр питань для подальших досліджень міцності похилих перерізів в згинаних елементах.

1.2 Основні методи підсилення згинаних залізобетонних елементів

Підсилення залізобетонних конструкцій є важливим і відповідальним завданням в умовах сучасного будівництва, коли нове будівництво, в більшості випадків, економічно не вигідне. Розглядаючи підсилення балок, на основі праць Барашикова А.Я. [3] та Кривошеєва П.І. [55], найбільш поширеним видом підсилення є нарощування перерізу елемента.

Збільшувати поперечний переріз можна використовуючи металеву обойму [56,78]. Такий тип підсилення легко виконується та дає високу ефективність за рахунок попереднього напруження поперечної арматури. Значно (на 60% і більше) збільшується тріщиностійкість похилих перерізів і таким типом підсилення можна досягти 1.35...2.5 раз збільшення несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок. Значним недоліком металевої обойми є необхідність захисту металевих елементів та їх закріплення, яке, як і у випадку з залізобетонною обоймою, вимагає виконання інженерних заходів щодо доступу до поверхні стиснутої зони балки [18].

Підсилення похилих перерізів залізобетонних балок виконують влаштуванням різного типу залізобетонних обойм з нарощуванням армування. Зазвичай підсилення похилих перерізів виконують у складі загального підсилення балки залізобетонною обоймою. Дослідження Дубіжанського Д.І. [38] показали загальне збільшення несучої здатності в 1.32...2.11 раз для залізобетонних балок підсиленних залізобетонною обоймою за дії навантаження. Поперечна арматура (похила чи вертикальна) влаштовується в загальний каркас підсилення. Поряд з високою ефективністю такого підсилення, воно є доволі трудомістким, через необхідність встановлення опалубки та виконання зварювальних робіт безпосередньо на посилюваних елементах, що не завжди можливо.

При виконанні підсилення самим лише бетоном, виконується підсилення лише стиснутої зони балки, на її верхній грані [17,71]. Даний тип підсилення

значно менше трудоміємкий і має досить високу ефективність, підвищення несучої здатності становить 20...40%, проте основним недоліком є необхідність демонтажу вище лежачих конструкцій та технологічного розриву.

В кінці ХХ століття розвиток науки і техніки призвів до появи нових матеріалів підсилення залізобетонних конструкцій. Зокрема, до них належать композитні матеріали, які виготовляються на основі карбонових, РВО та ін. волокон, у вигляді тканини чи стрічок [12]. Такі матеріали характеризуються високими значеннями деформативності та міцності матеріалу, мають високу корозостійкість та легкість монтажу, фактично не змінюють геометричні розміри поперечного перерізу елемента [84]. Композитні матеріали мають ряд переваг перед звичайною сталевією арматурою [2,94]:

- високу міцність на розтяг і модуль пружності співрозмірними і навіть переважаючими аналогічними показниками сталі;
- густиною в 3-5 разів меншою ніж у сталі, в результаті маса підсилюваної конструкції збільшується незначно;
- стійкі до впливу зовнішнього середовища, в тому числі корозії;
- дозволяють проводити роботи по ремонту і підсиленню з мінімальними перервами в експлуатації споруд.

Композитні матеріали, які використовуються для підсилення залізобетонних балок, за способом влаштування поділяють на дві основні групи: матеріали CFRP (CarbonFibroReinforcedPolymer), що перекладається як «посилене вуглеволокно з полімером» та матеріали FRCM (FiberReinforcedCementMatrix), що в перекладі «фібро волокно в цементній матриці» [92, 102].

Різниця між ними полягає в тому, що система CFRP це високоміцні композитні матеріали, які фіксуються на елементі підсилення з допомогою синтетичного клею, як правило епоксидного (наприклад стрічка SikaCarboDur [2,80]). Другий тип композитних матеріалів виготовляється у вигляді тканини, яку з допомогою модифікованих мінеральних сумішей, на основі цементу, наносять на конструкцію [106] (наприклад тканина Ruredil X mesh Gold [60]). Головною перешкодою в їх дослідженню і впровадженню до застосування є

їх висока вартість. Хоча як показує європейська практика для підсилення моста в Швейцарії було використано 6.2 кг стрічок. Для досягнення еквівалентного ефекту підсилення необхідно застосувати 175 кг металевих виробів, що значно дорожче та трудомішніше [80].

Експериментальні дослідження залізобетонних балок, у яких підсилювали нормальні і похилі перерізи композитними матеріалами, широко поширені за кордоном та показують високу ефективність таких підсилень [82,95,99,104, 112,119,123,127]. Максимальний ефект підсилення отримано в роботі Ferrara V.J. [99], в якій виконували підсилення карбоновою тканиною по всій ширині залізобетонної балки. Ефект підсилення склав 120%. Проте важливим фактором для ефективності такого підсилення є анкерування зовнішньої арматури. У випадку недостатності стрічка може відшаруватись з значною частиною захисного шару бетону, що викладено в роботі Neagoe C.A. [117].

Анкерування композитних матеріалів виконується двома способами : механічне (з допомогою металевих пристосувань) чи з допомогою приклеювання стрічки. Механічне анкерування виконується з допомогою влаштування металічних затискачів на кінцях балки [86,89,100]. Розрізняють два типи механічних опор: активні і пасивні. Активні механічні опори (рис. 1.3а) дозволяють контролювати силу натягу.

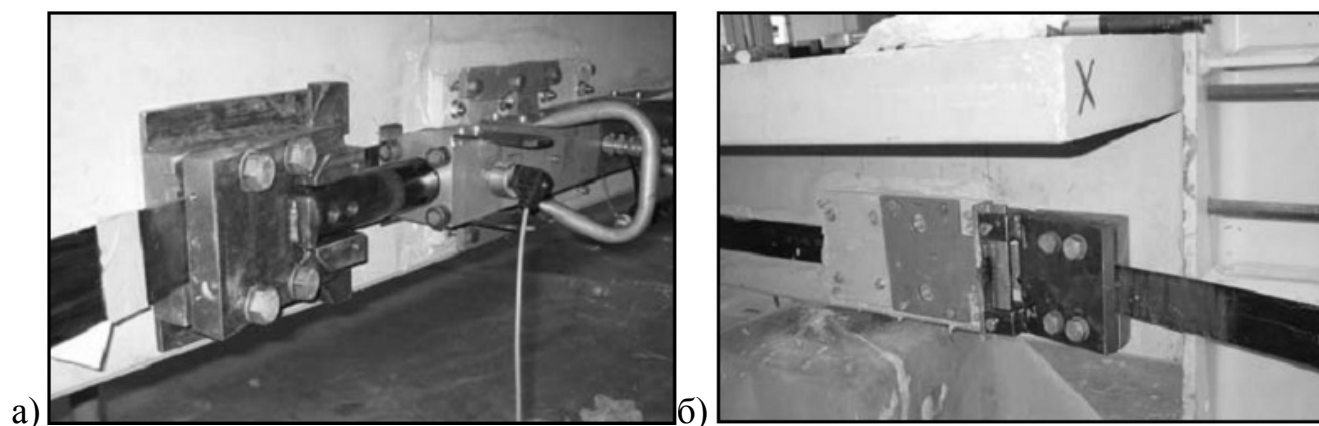


Рис. 1.3. Загальний вигляд анкерувальних опор [100]: а) активної; б) пасивної

Такі опори дозволяють повніше використовувати всю міцність стрічки, контролюючи її натяг, що в результаті призводить до зменшення прогинів конструкції оскільки ми отримуємо попередньо напружені конструкції [116].

В працях [107,132] описаний метод прикріплення стрічки до балки з допомогою шпильок. Такий тип анкерування дозволяє ефективно затиснути стрічку з допомогою затягування фіксуючих гайок. Збільшення несучої здатності підсилених балок, порівняно з контрольними зразками, показало ефект підсилення 19%. Головною ж метою такого дослідження була перевірка надійності анкерування композитної стрічки. Аналізуючи отримані дані можна вказати, що такий метод є досить ефективним і простим в застосуванні.

Проводили дослідження приклеювання стрічки до бетону без використання додаткових анкеруючих матеріалів [123]. Анкерування стрічки відбувалась способом заведення кінця стрічки в переріз конструкції. Для збільшення міцності бетону на розтяг були застосовані спеціальні поверхнево-активні добавки в бетон. Щоб досягти кращого ефекту підсилення було використано широку стрічку, що забезпечило більший ефект зчеплення з бетоном. Ефект збільшення несучої здатності становив 8..22%. Стрічка зберегла своє проектне положення аж до руйнування стиснутої зони бетону в балці.

Дослідження балок підсилених композитними матеріалами, з композитом типу «Кенаф» показали руйнування елементів з розривом композитного матеріалу, що свідчить про високий ступінь використання матеріалу підсилення [88]. Загальний ефект підсилення несучої здатності склав 40%, а середні деформації балок зменшились на 24%.

В праці Rizkala S.[122] були досліджені основні типи втрати несучої здатності елементів підсилених FRPматеріалами: руйнування внаслідок викришування бетону дослідного елемента; руйнування внаслідок відшарування елемента підсилення; руйнування внаслідок настання граничних деформацій в всіх елементах досліджуваного зразка. Дані дослідження проводились як для нормального так і для похилих перерізів.

Дослідження підсилених згинаних залізобетонних елементів відбувається і на теренах України [11,52], зокрема і в Національному університеті «Львівська політехніка» [44,45,60,61,]. Дослідження виконували шляхом підсилення розтягнутої зони бетону композитними стрічками та підсиленням похилих

перерізів шляхом обмотуванням їх композитною тканиною, яка одночасно забезпечує анкерування поздовжнього елемента. Найбільшого ефекту підсилення досягнуто в роботі Мурина А.Я. [67], в якого збільшення несучої здатності становить 63%. Підсилення відбувалось стрічкою SikaCarboDurS512 шириною 50 мм. На основі проаналізованих робіт можна сказати, що підсилення нормальних перерізів композитними матеріалами в Україні ще мало вивчене.

Застосування системи Ruredil X Mesh Gold під дією різних видів навантаження досліджував Йовчик О. Д. [44]. Це група композитних матеріалів, основним несучим елементом високоміцні фібри поліпарафенілен бензобісоксазолу. Передача зусиль на фібри від конструкції служить мінеральний розчин на основі цементного в'язучого. Результатами даного дослідження встановлено, що можна досягти підвищення міцності на величину до 29%. Також, за рекомендаціями авторів, варто максимально розвантажити конструкцію перед підсиленням.

Єфіменко В. І. [39] експериментально дослідив несучу здатність залізобетонних балок, відновлених полімербетонними ремонтними сумішами. У роботі наведено результати експериментальних досліджень двоетапного випробовування залізобетонних балок доведених до руйнування на першому етапі дослідження, потім посилені FRP-матеріалами у розтягненій зоні - ламелями MEGAPLATE THR-3000 і заанкерованих на припорних ділянках мононаправленими вуглецевими полотнами MEGAWRAP-200 з використанням двокомпонентного епоксидного клею EPOMAX-PL. Результатом є значне підвищення несучої здатності балок.

Гапонова В. В. [24] та Шилін А. А. [81], у своїх роботах досліджували підсилення нормальних та похилих перерізів згинаних залізобетонних конструкцій підземних споруд композитними матеріалами. У роботі розглянута прогресивна технологія підсилення композитними матеріалами на основі високоміцних волокон. Зовнішнє армування конструкцій виконували із вуглецевої сітки з поверхневою густиною в робочому напрямку 400 г/м². В результаті проведених випробувань встановлено [24]: підтверджена ефективність підсилення

згинальних залізобетонних конструкцій вуглецевими сітками в матриці на мінеральній основі. Коефіцієнт підсилення мінявся в діапазоні від 1,5 до 6, в залежності від конструктивного виконання і розмірів січення елемента підсилення, а також коефіцієнта армування вихідної конструкції. При багатошаровій конструкції елемента підсилення кожен наступний шар повинен бути коротшим за попередній на довжину анкерування. Таке рішення дозволить знизити концентрацію нормальних і дотичних напружень в кінцевих зонах. Порушення зчеплення бетону з композитною арматурою зв'язано з розкриттям головної похилої тріщини і відносним зрушенням її країв, при якому виникають розтягуючі напруження, які перевищують межу міцності матеріалу матриці на розрив. Джгути залишаються непошкодженими, але сам композит відділяється від основи. Цей вид руйнування зв'язаний з недостатньою міцністю підсиленої балки на дію поперечної сили через малу площу поперечної арматури.

Паранчева Н.В. [69] у своїй роботі розглядає підсилення композитними матеріалами залізобетонної плити перекриття. На момент підсилення плита, розмірами 5660x1190x350 мм знаходилась в експлуатації. Підсилення виконували зовнішнім армуванням із вуглепластика, шляхом приклеювання останнього в розтягнутій зоні конструкції з розташуванням фібри паралельно максимальним розтягуючим зусиллям [12].

Підсилення мостових конструкцій системою CFRP розглянуто в роботі Кваші В.Г. [49]. Особливість такого дослідження є застосування композитних матеріалів на реальних мостових конструкціях, а не на дослідних моделях.

Дослідження підсилення лише похилих перерізів є менш поширеною практикою. Розглядаючи загальні методи підсилення похилих перерізів в залізобетонних балках композитними матеріалами, можна виділити їх три основні типи [84,19]: наклеювання композитного матеріалу на бічну поверхню елемента, наклеювання з утворенням «сорочки» підсилення (U-подібне наклеювання) та підсилення створенням обойми. Дослідження підсилень похилих перерізів композитними матеріалами різних типів займались Чернявський Л., Хаютин Ю.Г., Аскельрод Е.З. [79]. Їхні дослідження подані у вигляді рекомендацій по проектування

та виконання підсилення згинаних залізобетонних елементів композитними матеріалами, які набули широкого використання на теренах країн СНД.

Дослідженням підсилення залізобетонних балок композитними матеріалами займався Ahmed E.A. [82]. Випробовування проводили для залізобетонних балок на поперечну силу підсиленних CFRP на одному похилому перерізі та GFRP на іншому. Таким чином визначалась ефективність сумісної дії двох різних типів підсилення.

Виконуючи підсилення CFRP матеріалами, у роботі [128] досліджували ефективність їх розміщення: виконували підсилення похилих перерізів одним двома та трьома шарами матеріалу проте кожний шар був наклеєний під іншим кутом до осі елемента. В результаті даних досліджень встановлено, що підсилюючи балку одним шаром під кутом 45° до осі балки ефект підсилення становить 33.2%; підсилення двома шарами композитної тканини з розташуванням тканини перпендикулярно і паралельно до осі балки – 27,8%; розташовуючи тканину під кутами 0° , 90° , 45° , до осі балки – 47.6%. У роботі [128] найбільш ефективним методом було підсилення балки трьома шарами тканини під кутами 0° , 45° , 90° до осі балки, проте підсилення балки одним шаром під кутом 45° теж дало високі результати підсилення з значною економією матеріалу (в порівнянні з іншими методами).

Особливої уваги заслуговує дослідження підсилення похилих перерізів за допомогою поліпаро–фенілен–бензо–бістрізолом (так звані системи PBO-FRCM) [120]. Ефективність застосування такого матеріалу при підсиленні похилих перерізів ґрунтується на тому, що він має розташовані робочі волокна в двох напрямках. Підсилення виконували U-подібними смужками розташованими перпендикулярно до осі та U-подібним підсилення по всій довжині небезпечного перерізу. Ефект підсилення становив в межах 20-25%, що на нашу думку є доволі високим результатом.

Тгарко Т. виконував підсилення похилих перерізів залізобетонних балок використовуючи різні схеми підсилення для встановлення найбільш ефективного способу підсилення, використовуючи різне розміщення однакових PBO-смужок

[133]. За результатами досліджень встановлено, що найбільшу несучу здатність показали балки підсилені вертикальними смужками – 257 кН. Несуча здатність при схемі наклеювання смужок під кутом 45° до осі балки становить 236,7 кН, а для схеми з різними кутами наклеювання (30° ; 45° ; 60°) – 221,9 кН. Отже, можна сказати що найбільший ефект підсилення досягнуто при використанні підсилення вертикальними смужками. Такий ефект можна пояснити тим що вертикальні деформації, які виникають від дотичних напружень в похилому перерізі набувають більших значень ніж горизонтальні.

Для визначення впливу розмірів та ефективності способів підсилення балок на зріз було проведено досліді GodatA. [101] та MattaF. [110]. Досліди проводили на балках різних геометричних розмірів, а підсилення виконували наклеюючи композитну смужку типу CFRP, розміри якої були змінні в залежності від розмірів балки зберігаючи певне співвідношення. Всі балки були виконані з бетону однакового класу проте мали відмінності по армуванні. Для балок підсиленних наклеюванням типу «сорочка» (U-shape) ефект підсилення становив: для балок розмірами 200x100x 900мм. - 28%; 400x200x 1800 мм. – 14%; 600x300x2700 мм. – 24%. Отже ефект підсилення не має лінійної залежності від геометричних розмірів балок. Останній дослідний зразок підсилювали також повним огортанням тканиною – підсилення типу «обойма» (completely). Для такого типу ефект підсилення склав 37 %, що вказує на значне збільшення несучої здатності в порівнянні з наклеюванням на три грані балки (підсилення типом «сорочка»).

Дослідження JungK.[105] стосувались підсилення балок гібридною FRP-FRCM системою. Підсилення виконувалось наклеюванням системи по всій довжині похилого перерізу. Ефект підсилення для такої системи становив 54%. Такий показник є дуже високим для підсилення похилих перерізів, що свідчить про ефективність виконання підсилення.

Оскільки більшість залізобетонних елементів піддаються постійним циклам «завантаження-розвантаження» важливим є дослідження несучої здатності підсиленних залізобетонних балок на дію поперечної сили за навантаження різного

роду циклічності [1, 62, 124]. В цьому напрямку варто відзначити роботу Бабича Є.М. та Мельника С.В., котрі проводили дослідження похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами з врахуванням впливу мало циклового навантаження [1,62]. Важливість цього дослідження полягає в тому що конструкції під час свого терміну експлуатації зазнають навантаження яке так чи інакше змінюється в часі. Оскільки з циклами «завантаження-розвантаження» відбувається наростання деформацій внаслідок втомлюваності матеріалів, важливим питанням є сумісна робота системи підсилення з тілом основного елемента. За результатами досліджень було встановлено, що за дії малоциклового навантаження система підсилення працює сумісно з основним тілом елемента підсилення і ефект збільшення несучої здатності становить при одноразовому навантаженню – 34...44%, при мало цикловому – 50...68. Аналізуючи подані у роботі [124] системи підсилення слід відзначити що в першому випадку використовували наклеювання матеріалу підсилення на бокову поверхню з застосуванням анкерування для досягнення вищих показників підсилення. В другому випадку виконано підсилення по всій поверхні балки для отримання максимального ефекту підсилення. Ефект підсилення при монотонному навантаженні становив 30% і при циклічному 50-60%, який в свою чергу залежить від типу циклічного навантаження.

Дослідження Sim J. [130] проводили для балок з відгинами робочої арматури, що надає надійне анкерування робочої арматури. Підсилення виконували різними способами з наклеюванням матеріалу підсилення повною шириною чи смужками; вертикально, під кутом 45° , та різними типами (на бічну поверхню чи обоймою) за допомогою різних матеріалів (CFRP, CFS, GFRP). За результатами випробовувань встановлено ефект підсилення від 30 до 70 кН, що становить 26...84% збільшення несучої здатності похилих перерізів.

Micelli F. проводив експериментальні дослідження таврових балок при малих значеннях відносного прольоту зрізу, підсилених FRP композитами [111]. Підсилення виконували шляхом створення обойми матеріалом підсилення.

Руйнування дослідних зразків відбувалось внаслідок втрати зчеплення композиту з бетоном чи внаслідок розриву композитного матеріалу.

Одним з важливих чинників для встановлення надійності композитної системи підсилення є його стійкість до впливу атмосферних чинників. Дослідження стійкості залізобетонних балок підсилених карбоновою тканиною до зміни температури зовнішнього середовища [10,47] встановили, що руйнування при температурі $+15...20^{\circ}\text{C}$ відбувалось внаслідок відшарування композитного матеріалу по контакту «клей-бетон», проте при температурі $+50^{\circ}\text{C}$ руйнування відбувалось внаслідок розриву композитного матеріалу. При дії температури від'ємних значень, до -50°C руйнування відбувалось завжди по контакту «клей-бетон». Проте для зразків залізобетонних балок підсилених карбоновими ламелями руйнування відбувалось внаслідок відшарування захисного шару бетону. Також слід відзначити, що в кожній групі випробувань були наявні зразки з значно заниженою несучою здатністю, що свідчить про нестабільність роботи таких конструкцій при екстремальних температурах.

Крім досліджень підсилення балок на поперечну силу відбувається дослідження на згин з крученням[121,134]. Високі фізико-механічні характеристики композитних матеріалів мають перспективу їх використання при підсиленню таких елементів.

Аналізуючи вищеописані дослідження похилих перерізів підсилених різними типами композитних матеріалів, різними способами можна зробити висновок, що вивчення напружено-деформованого стану підсилених похилих перерізів є актуальним питанням, з постійним розвитком цілей і задач, які ставлять перед собою дослідники. Основною задачею таких досліджень, це досягнення ефекту підсилення похилих перерізів, який був би співрозмірний з ефектом підсилення нормальних перерізів в згинаних елементах.

1.3 Методи розрахунку залізобетонних елементів на дію поперечної сили

Розрахунок похилих перерізів є важливим елементом при проектуванні залізобетонних згинаних елементів, враховуючи їх раптовий та крихкий характер руйнування. Постійно відбувається розвиток методів розрахунку таких елементів та розрахунку систем підсилення похилих перерізів, у відповідності до завдань та вимог поставлених перед науковцями.

В 1946 році Боришанським М.С. [14] запропоновано розрахунок несучої здатності похилих перерізів за методом рівноваги граничних зусиль. В цьому методі зроблено перехід від умовних напружень до фактичних зусиль в похилому перерізі. Розрахунок поперечної арматури базувався з умови проєкцій зовнішніх і внутрішніх зусиль у похилому перерізі, на вісь перпендикулярну поздовжній осі балки:

$$Q \leq m \cdot (m_n \cdot m_a \cdot R_a \cdot (\sum F_a \cdot \sin \alpha + \sum F_s) + Q_b) \quad (1.1)$$

де Q_b - проєкція граничного зусилля у бетоні стиснутої зони похилого перерізу на нормаль до осі елемента яка визначалась за формулою:

$$Q_b = \frac{0.15 \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_u}{C} \quad (1.2)$$

Даний метод розрахунку, з деякими змінами, впроваджено в інженерну методику розрахунку, яка викладається в нормах [6]. Недоліком розрахунку є використання емпіричних коефіцієнтів для визначення зусилля, яке сприймається бетоном похилого перерізу.

На основі розгляду напружено деформованого стану елементів після утворення похилих тріщин запропонована Гвоздевим А.А. [25] та Залесовим А.С. [43] розрахункова схема у вигляді двохблочної моделі. В даній розрахунковій схемі прийнято, що руйнування проходить при текучості поперечної арматури в результаті руйнування бетону над вершиною похилої тріщини. Поздовжні та поперечні зусилля виходячи з епюр напружень головних та дотичних зусиль для III стадії напружено-деформованого стану похилого перерізу, для перерізу що

проходить через похилу тріщину. Для спрощення розрахунку епюру нормальних напружень приймали прямокутною, для блоку над похилою тріщиною, та трикутною – для блоку під похилою тріщиною, епюра дотичних напружень приймається у вигляді параболи для обох блоків в похилому перерізі[4]. Зусилля коректуються шляхом введення коефіцієнтів, які відображають відхилення прийнятих епюр від реально діючих в елементі. Недоліком даного методу розрахунку є неврахування висоти стиснутої зони бетону та ефекту від попереднього напруження поздовжнього армування. В такому випадку використовують спрощені схеми, у вигляді плоского повороту, що призводить до похибок.

Розвиток двохблочної моделі надав поштовх до розгляду залізобетонного елемента як диско-в'язевої системи, що складається з жорстких бетонних дисків об'єднаних податливими зв'язками [42,50]. В даній схемі за критерій вичерпання несучої здатності прийнято лише руйнування стиснутої зони бетону над критичною тріщиною, тобто крайня фібра бетону над похилою тріщиною досягає граничних значень. Зусилля, яке може сприйняти елемент визначають виходячи з суми зусиль, які сприймають стиснута зона бетону, поздовжня та поперечне армування. Необхідні величини визначають з умови статичної рівноваги двох блоків та двох рівнянь деформацій при повороті цих блоків. Результати розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів дають високу ступінь збіжності з дослідними даними. Проте даний метод має високу складність розрахунку.

В чинних нормах проектування похилий переріз розглядається як ферма з паралельними поясами. Вперше цей метод був розроблений та запропонований німецьким вченим Mörschem E. [114] ще у 1929р. СЕВ-FIB, провівши низку експериментальних досліджень фермової аналогії, видав рекомендації, які лягли в основу європейських норм [97] та українських [7]. В цій розрахунковій моделі стиснута зона бетону з стиснутим армуванням виступає як верхній пояс ферми, відповідно розтягнута арматура – нижній, розтягнуті розкоси – поперечне армування, стиснуті – умовні стиснуті пояси бетону.

В Україні розвитком та вдосконаленням деформаційної моделі по розрахунку припорних ділянок займались Дорофєєв В.С. та Карпюк В.М. [32]. Їхні праці стосуються розвитку деформаційної моделі при розрахунку припорних ділянок залізобетонних конструкцій.

У своєму теоретичному дослідженні Козак О. В. [51] виконав порівняльний аналіз розрахунку перерізів згинальних елементів за поперечною силою. Провівши теоретичний аналіз розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних елементів відповідно нормативним документам України [7,8] та Європи [97] і Росії [6], можна зробити висновок, що підходи до визначення несучої здатності за поперечною силою значно відрізняються один від одного та враховують при цьому різні фактори. В свою чергу, результати чисельного розрахунку показали значну незбіжність між собою різних методик [137].

Мазурак А.В. в теоретичних дослідженнях порівняв результати розрахунку за інженерною методикою [6] і деформаційною моделлю [7] з експериментальними даними [57]. В результаті було встановлено, що деформаційна модель дає значення близькі до інженерної методики розрахунку несучої здатності похилих перерізів із запасом у межах 16...34% в бік заниження теоретичних даних. Проте при проектуванні за діючими нормами [7,8] розрахунок надає дані на 43...64% занижені при підборі поперечного армування.

В роботі Mokhtar N. [113] проведено детальний аналіз деформаційної моделі розрахунку похилих перерізів. Розглянуто визначення основних змінних, та надано рекомендації, щодо величин котрі не подані в нормах - кут нахилу стиснутих поясів θ . В праці розглядається розміщення та розвиток стиснутих та розтягнутих поясів в похилих перерізах. В результаті ним запропонована «фермова» модель для одно пролітної балки завантажена двома зосередженими силами (рис. 1.4).

Розвиваючи тему розрахунку за «фермовою» моделлю Михуб А. [63] запропонував метод розрахунку залізобетонних балок підсилених композитними матеріалами. Розтягнутий пояс «фермової» моделі пропонується розглядати як рівнодійну між внутрішнім металевим армуванням і зовнішнім композитним, а

поперечну композитну тканину розглядають як додаткові розкоси заміщені на еквівалентну «ферму» похилого перерізу.

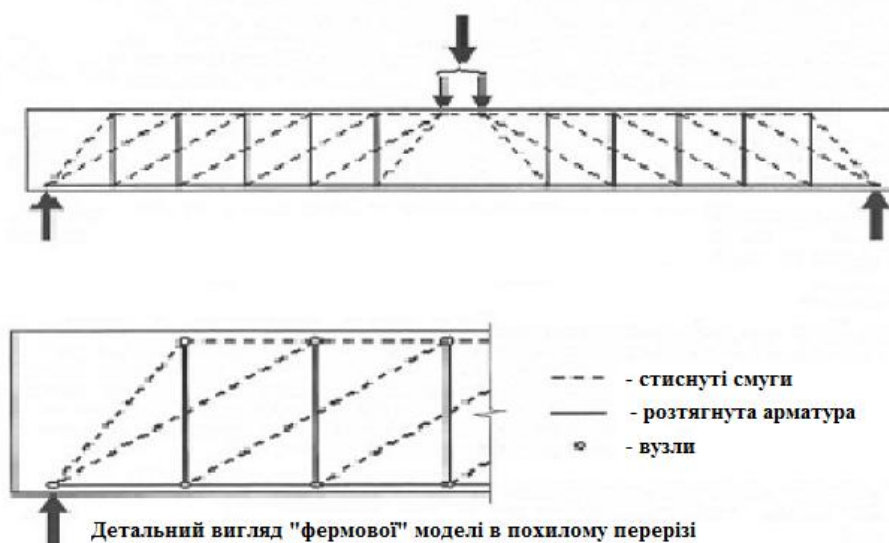


Рис. 1.4. «Фермова модель» розглянута N. Mokhtar [113]

Розрахунок таврових балок підсилених композитним матеріалом [109], та таврових балок, які розташовуються полицками донизу і підсиленими по довжині композитним матеріалом [121] розглядались на основі фермової аналогії, з додатковими розкосами, від композитного матеріалу. Розрахунок композитного матеріалу проводився за наступними залежностями [121]:

$$T_{u,frp} = 2 \cdot \varepsilon_{ke,f} \cdot E_{fu} \cdot \frac{t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot b \cdot h \cdot \cot(\alpha) \quad (1.3)$$

для випадку підсилення обіймою:

$$T_{u,frp} = \varepsilon_{ke,f} \cdot E_{fu} \cdot \frac{t_f \cdot b_f}{s_f} \cdot b \cdot h \cdot \cot(\alpha) \quad (1.4)$$

для випадку підсилення наклеюванням тканини на 3 сторони (тип «сорочка» підсилення). Як бачимо в основу залежностей (1.3) та (1.4) покладено залежності чинних норм [97].

Аналогічні дослідження викладені в працях [115,125] для балок прямокутного перерізу. В їх основу покладено залежності з деформаційної моделі діючих норм, які в результаті трансформацій залежностей надали достовірні результати щодо обчислення несучої здатності композитної тканини, як елемента підсилення похилих перерізів залізобетонних балок.

Мельник С. В. [62,63] надав рекомендації, щодо розрахунку несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою вуглепластиковою арматурою за методикою норм СНиП 2.03.01-84*, ДСТУ Б В.2.6-156:2010 приводячи зовні композитне армування до аналогічного внутрішнього, та за методикою Чернявського В.Л. [79], методикою Корнійчука О.І. [53], яка враховує сили зчеплення в бетоні над критичною похилою тріщиною та нагельні зусилля в поздовжній арматурі.

При цьому приймалися такі початкові передумови:

- є справедливою гіпотеза плоских перерізів;
- наклеєні в зоні дії максимальних поперечних сил полотна та стрічки працюють як додаткове зовнішнє поперечне армування;
- система «залізобетонна балка – приклеєні елементи підсилення – клей» працює сумісно.

Методика розрахунку залізобетонних елементів, підсилених в зоні зрізу наведена в роботі Пецольда Т. М. [70]. Запропонована методика базується на деформаційній моделі і положеннях теорії стиснутих полів. Такий тип розрахунку дозволяє врахувати історію завантажень елементів в моменті підсилення та більш точно відображає роботу похилого перерізу.

Методика розрахунку, яка подана в роботі Дорошкевича Л.О. [33] базується на базових залежностях теорії згину – відношення приросту навантаження до приросту переміщення відповідає збільшенню поперечної сили. В його основі лежить використання кута жорсткості бетону, врахування впливів поздовжнього армування та відносного прольоту зрізу. Необхідна кількість поперечної арматури визначається за приростом ΔM епюри зміщення моменту на довжині, або на ділянці від зосередженого навантаження до шарнірної опори.

В праці Мурина А.Я. [64] представлено моделювання залізобетонної балки таврового перерізу, котра підсилена композитними стрічками системи CFRP, в ПК «Ліра». Отримані значення комп'ютерного моделювання показали, що похибка розрахунку не перевищує 10%.

В роботі Кваші В.Г. [48] та Корнійчука О.І. [54] проаналізовано та запропоновано методику виконання розрахунку міцності похилих перерізів та

підбір необхідної кількості композитного матеріалу для їх підсилення, яка базується на інженерні методиці [6]. В статті викладена методика підбору площі композитного армування, проте немає наведених експериментальних даних, які б це підтверджували.

Розрахунок несучої здатності похилих перерізів тришарових конструкцій описаний в роботі Штамма К. [82]. У даній роботі розглядається теорія розрахунку тришарових балок при різних способах обпирання. Наведені дані про статичні і динамічні випробування. Викладена технологія виготовлення елементів багатошарових конструкцій, розглядаються питання їх проектування.

Особливу увагу слід звернути на дослідження Бикова А.А. [15], які проводили в сфері встановлення залежностей для розрахунку відшарування композитних матеріалів від балки. Цей напрямок досліджень є особливо актуальний для композитних матеріалів оскільки це найбільш вразливе місце такого підсилення. В праці розглянуто та проаналізовано 18 існуючих методик розрахунку клейового з'єднання «композит-бетон», на основі яких було запропоновано функцію, яка найбільш точно визначає деформацію, при якій настає відшарування композиту [16]:

$$\varepsilon_{fd} = f\left(\alpha; k_b; (R)^{C_1}; (n \cdot t_f \cdot E_f)^{C_2}\right) \quad (1.5)$$

Jirawattattanasomkul Т. займався аналогічним питанням використовуючи для порівняння різні методики розрахунку представлені в Європі та Америці [103]. Отримані результати обчислені за 10 різними методиками показали заниження теоретичного результату від експериментального від 25% до 42%.

Таким чином, для раціонального використання чинних норм проектування [7,8] та інших вказаних вище методик для розрахунку несучої здатності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених зовнішньою поперечною композитною арматурою, необхідно внести відповідні корективи. Особливо це стосується несучої здатності похилих перерізів балок, підсилених стрічками, в яких відбувається втрата зчеплення з бетоном зовнішньої поперечної арматури при деформаціях в них менше допустимих. Сучасні композитні матеріали є досить дорогими, тому виконувати підсилення необхідно враховуючи

чинники, які вплинуть не тільки на ефективність, але і на економічність підсилення, що можна вирішити шляхом вибору найбільш ефективної схеми та кількості матеріалу підсилення.

1.4 Мета та задачі досліджень

Проаналізувавши публікації та праці в області досліджень несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, можна зробити висновок про те, що незважаючи на інтерес до таких досліджень вони є досі актуальними. Широка увага приділена виконанню підсилення похилих перерізів різними способами та елементами підсилення, проте, фактично, відсутні дослідження, в яких б досліджувався напружено-деформований стан похилих перерізів підсилених за дії навантаження. Також з вступом в дію норм [7,8], котрі вводять в дію деформаційну модель розрахунку залізобетонних конструкцій, виникають нові питання, щодо відповідності напружено-деформованого стану описаного в нормах до реального.

З підвищенням зацікавленості в використанні композитних матеріалів для підсилення залізобетонних конструкцій, інженери стикаються з відсутністю норм для проектування таких методів підсилення, що ставить перепону в подальшому їх розвитку на теренах України. Не вивченим також залишається питання несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження різного рівня.

На основі вищевикладеного, **метою досліджень** є: експериментальне та теоретичне визначення несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, які підсилюють композитними матеріалами за дії навантаження з розробкою рекомендацій щодо застосування композитної тканини для підсилення похилих перерізів.

Досягнення поставленої мети досліджень можна отримати на основі виконання наступних **задач досліджень**:

- розробити оптимальну методику дослідження похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами;
- провести експериментальні дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок підсилених композитними матеріалами при різних рівнях початкового навантаження;

- розробити методику теоретичного розрахунку підсилених похилих перерізів залізобетонних балок на основі діючих норм, з врахуванням рівня навантаження при якому виконується підсилення;
- провести аналіз отриманих експериментальних даних з теоретичними результатами досліджень та розробити рекомендації щодо застосування композитної тканини для підсилення похилих перерізів.

Вирішення поставлених задач досліджень дозволить отримати дані про реальний напружено деформований стан похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами за дії навантаження та надасть змогу надати рекомендації, щодо їх застосування на практиці.

РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1 Програма експериментальних досліджень

Для досягнення поставленої мети та виконання поставлених задач було запроектовано та виготовлено 16 дослідних зразків – залізобетонних балок.

Дослідні зразки були поділені на дві серії: 6 зразків 1-ї серії – залізобетонні балки без поперечного армування, та 10 зразків 2-ї серії – залізобетонні балки з поперечним армуванням. Згідно програми експериментальних досліджень, наведеної в табл.2.1 передбачено випробовування трьох залізобетонних балок, з кожної серії, в якості контрольних зразків – для встановлення напружено-деформованого стану. Змінним параметром в контрольних зразках є відносний проліт зрізу a/d , котрий набуває значень $a/d=1$, $a/d=1,5$ та $a/d=2$. Решту балок 1-ї та 2-ї серії, випробовували з підсиленням різної схеми за різного рівня початкового навантаження (табл. 2.1).

Кожна балка маркована індивідуальним шифром, який включає в себе буквене та цифрове позначення дослідного зразка. Шифр балки включає в себе наступні позначення: БЗ – контрольна балка (звичайна), або БПК – балка підсилена композитним матеріалом; перша цифра – номер серії; друга цифра – номер дослідного зразку; третя цифра – номер перерізу. Для прикладу БЗ 1.2-2 означає, що випробувано другий переріз другої балки з першої серії. Індекс 0...0.7 означає рівень, при якому виконували підсилення, прийнятий від величини руйнівного навантаження контрольних зразків. Для підсилених балок, застосоване додаткове буквене скорочення, що вказує на тип підсилення: кс – балки підсилені стрічками наклеєними під кутом 45° , нс - балки підсилені стрічками наклеєними під кутом 68° , пс – балки підсилені тканиною наклеєною по всій ширині похилого перерізу. При відсутності додаткового скороченого позначення у балках БПК – підсилення виконували вертикальними смужками.

Програма експериментальних випробувань

№ п/п	Маркування зразка	Маркування дослідного перерізу	Тип випробовування
1	БЗ 1.1	БЗ 1.1.1	Без підсилення при $a/d=2$ (контрольні зразки)
		БЗ 1.1.2	
2	БЗ 1.2	БЗ 1.2.1	Без підсилення при $a/d=1.5$ (контрольні зразки)
		БЗ 1.2.2	
3	БЗ 1.3	БЗ 1.3.1	Без підсилення при $a/d=1$ (контрольні зразки)
		БЗ 1.3.2	
4	БПК 1.1-0	БПК 1.1.1-0	Підсилені без початкового навантаження смужками тканини
		БПК 1.1.2-0	
5	БПК 1.2-0.3	БПК 1.2.1-0.3	Підсиленні смужками тканини при навантаженні рівному 30% від несучої здатності контрольних зразків
		БПК 1.2.2-0.3	
6	БПК 1.3-0.5	БПК 1.3.1-0.5	Підсиленні смужками тканини при навантаженні рівному 50% від несучої здатності контрольних зразків
		БПК 1.3.2-0.5	
7	БЗ 2.1	БЗ 2.1.1	Без підсилення при $a/d=2$ (контрольні зразки)
		БЗ 2.1.2	
8	БЗ 2.2	БЗ 2.2.1	Без підсилення при $a/d=1.5$ (контрольні зразки)
		БЗ 2.2.2	
9	БЗ 2.3	БЗ 2.3.1	Без підсилення при $a/d=1$ (контрольні зразки)
		БЗ 2.3.2	
10	БПК 2.1-0	БПК 2.1.1-0	Підсилені без початкового навантаження смужками тканини
		БПК 2.1.2-0	
11	БПК 2.2-0.3	БПК 2.2.1-0.3	Підсиленні смужками тканини при навантаженні рівному 30% від несучої здатності контрольних зразків
		БПК 2.2.2-0.3	
12	БПК 2.3-0.5	БПК 2.3.1-0.5	Підсиленні смужками тканини при навантаженні рівному 50% від несучої здатності контрольних зразків
		БПК 2.3.2-0.5	
13	БПК 2.4-0.7	БПК 2.4.1-0.7	Підсиленні смужками тканини при навантаженні рівному 70% від несучої здатності контрольних зразків
		БПК 2.4.2-0.7	
14	БПК 2.5-0.5 _к пс	БПК 2.5.1-0.5 _к с	Підсиленні тканиною максимальної ширини при навантаженні рівному 50% від несучої здатності контрольних зразків
		БПК 2.5.2-0.5 _к с	
15	БПК 2.6-0.5 _к с	БПК 2.6.1-0.5 _н с	Підсиленні смужками тканини, під кутом 45°, при навантаженні рівному 50% від несучої здатності контрольних зразків
		БПК 2.6.2-0.5 _н с	
16	БПК 2.7-0.5 _н с	БПК 2.7.1-0.5 _п с	Підсиленні смужками тканини, під кутом 68°, при навантаженні рівному 50% від несучої здатності контрольних зразків
		БПК 2.7.2-0.5 _п с	

2.2 Конструкція дослідних зразків

Дослідні зразки – залізобетонні балки, довжиною 2100 мм., розмірами поперечного перерізу 200x100 мм. Розрахунковий проліт дослідного зразка становить 1900 мм. Усі залізобетонні балки було виконано ідентичних геометричних розмірів, відхилення становить менше 2%.

Опалубне креслення залізобетонних балок подано на рис. 2.1.

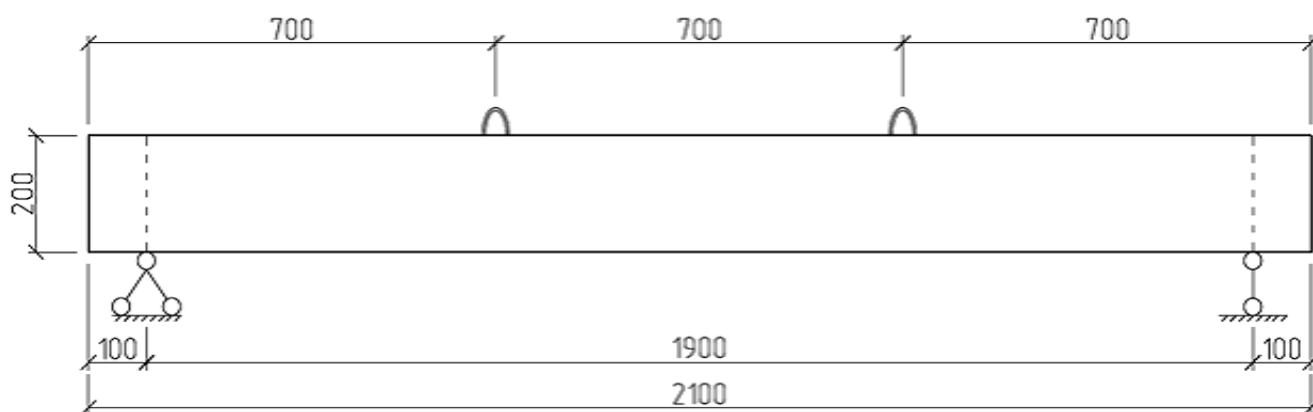


Рис. 2.1. Опалубне креслення дослідних зразків

Армування дослідних зразків виконане у вигляді двох плоских каркасів, котрі об'єднані у просторовий з допомогою сполучних стержнів. Для залізобетонних балок 1-ї серії армування було виконане у вигляді робочої арматури $\varnothing 18$ мм, арматура в стиснутій зоні бетону $\varnothing 10$ мм, конструктивна – гладка, $\varnothing 8$ мм розміщена в зоні де відсутня поперечна сила. Схема армування залізобетонних балок 1 серії наведена на рис. 2.2.

Арматурні каркаси виготовляли з допомогою напівавтоматичного зварювання під вуглекислою. Такий тип з'єднання забезпечував надійне монтажне положення елементів арматурних каркасів. Каркаси виготовлялись в заводських умовах, з допомогою стенду для виготовлення балочних каркасів. По середині балки до стиснутої і розтягнутої арматури було приварено спеціальні тримачі, які служать кріпленням приладів для вимірювання деформацій арматури під час випробувань.

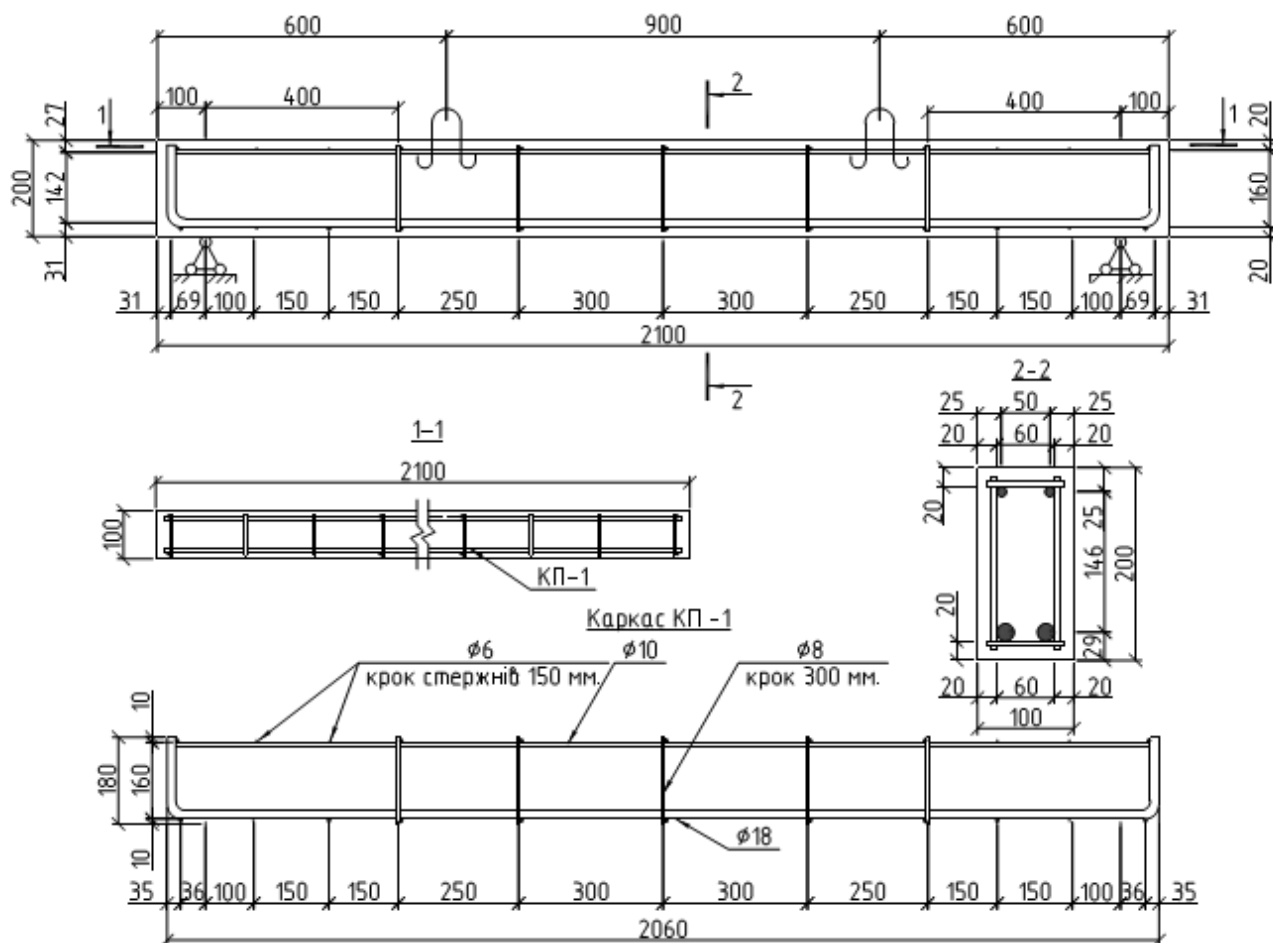


Рис. 2.2. Армування дослідних зразків 1-ї серії

Армування залізобетонних балок 2-ї серії було виконано у вигляді робочої розтягнутої арматури діаметром $\varnothing 22$ мм, стиснутої арматура – $\varnothing 14$ мм. Поперечне армування виконано гладкою арматурою $\varnothing 8$ мм, розташоване в припорних зонах з кроком 100 мм. Схема армування залізобетонних балок 2-ї серії наведена на рис. 2.3.

З метою забезпечення надійного анкерування, запобігання проковзування робочої арматури виконано відгин її кінців і з'єднано з стиснутою арматурою. Такий тип анкерування застосовувався в роботах [94, 131], для отримання напружено деформованого стану похилого перерізу за пріоритетного впливу поперечної сили. Зображення готових просторових каркасів балок, обох серій, змонтованих в металеві форми показано на рис. 2.4.

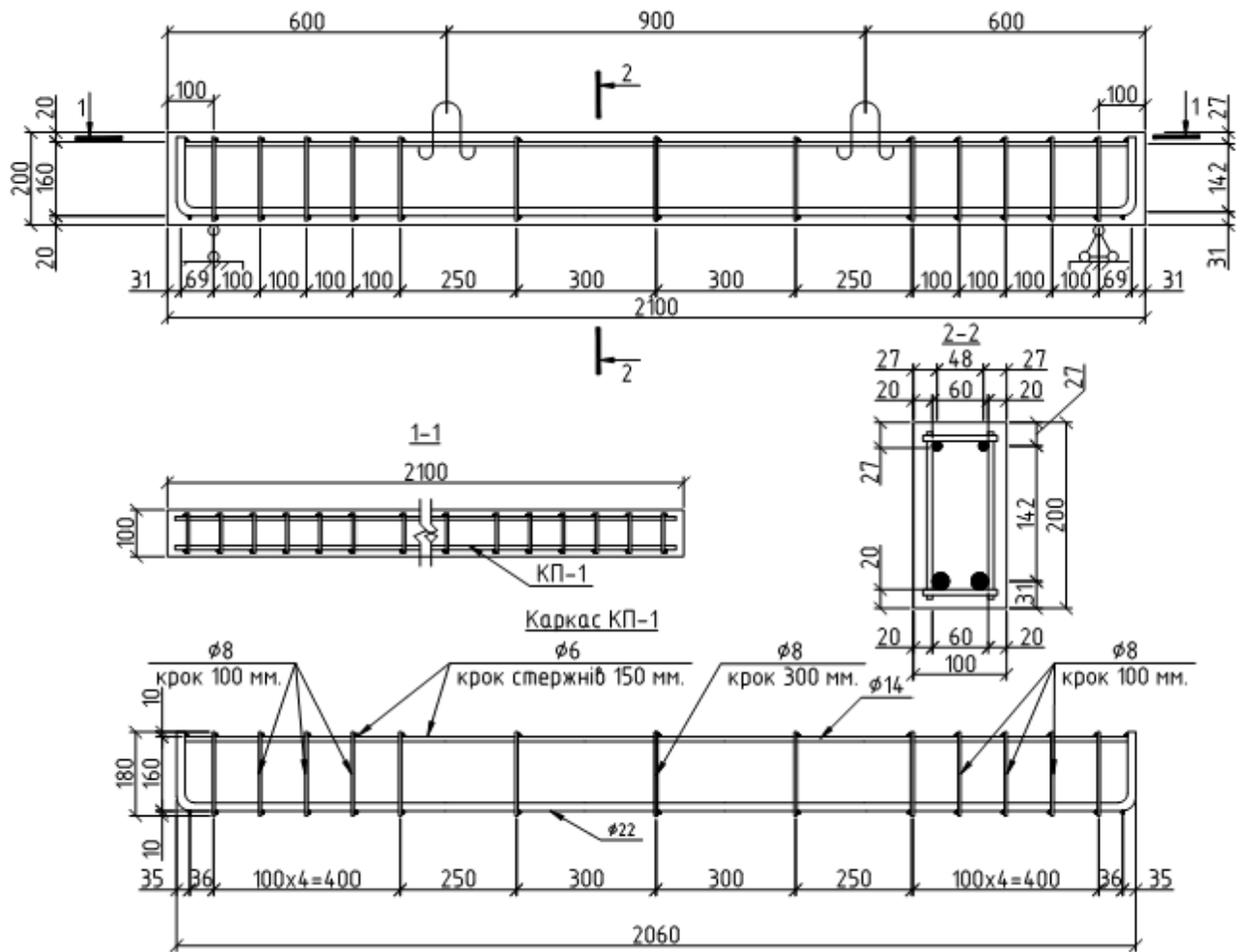


Рис. 2.3. Армування дослідних зразків 2-ї серії



Рис. 2.4. Інвентарна форма з змонтованими каркасами балок

Виготовлення зразків відбувалось на заводі залізобетонних конструкцій ДП «ЛЗЗК» в м. Львів. Бетонну суміш для дослідних зразків виготовляли наступного складу: Ц:П:Щ=1:1.1:2.5 при водоцементному відношенні В/Ц=0.63. У якості в'язучого був використаний портландцемент ПЦ II-A-Ш-500, виробництва ПАТ «Волинь-цемент»; заповнювачів: пісок кварцовий, без домішок, з модулем крупності $M_c = 1,49$ Ясиницького кар'єру та щебінь гранітний фракції 5-20 мм. Клесівського кар'єру. В якості прискорювача тужавіння використано суперпластифікуючу добавку «Вестпласт ЗБ-1» та проведено пропарювання на протязі 4 год. Всі залізобетонні балки формували з одного замісу. Бетонування балок, бетонних кубів, призм та циліндрів виконано в металевих інвентарних формах. Укладену бетонну суміш, ущільнювали на вібростолі. Зразки розпалублювали на наступний день, після проведення пропарювання. Подальше зберігання зразків відбувалось у приміщенні лабораторії НДЛ-23 при відносній вологості повітря 50...70% та температурі 10...22°C.

2.3 Фізико-механічні характеристики матеріалів дослідних балок

Під час виготовлення конструкцій, для отримання реальних фізико-механічних характеристик матеріалів, було відібрано зразки арматури та заформовано зразки бетону. Зразки арматурних стержнів відбирали безпосередньо під час виготовлення арматурних каркасів, з тієї ж бухти арматурних стержнів. Характеристики арматурної сталі визначено через випробовування контрольних взірців, довжиною 400 мм., на розтяг, згідно [75], по три дослідних зразки кожного діаметру. Випробування проводили на розривній машині Е4S-20. За результатами випробовувань побудовані діаграми деформування випробуваних зразків, які подано на рис. 2.5.

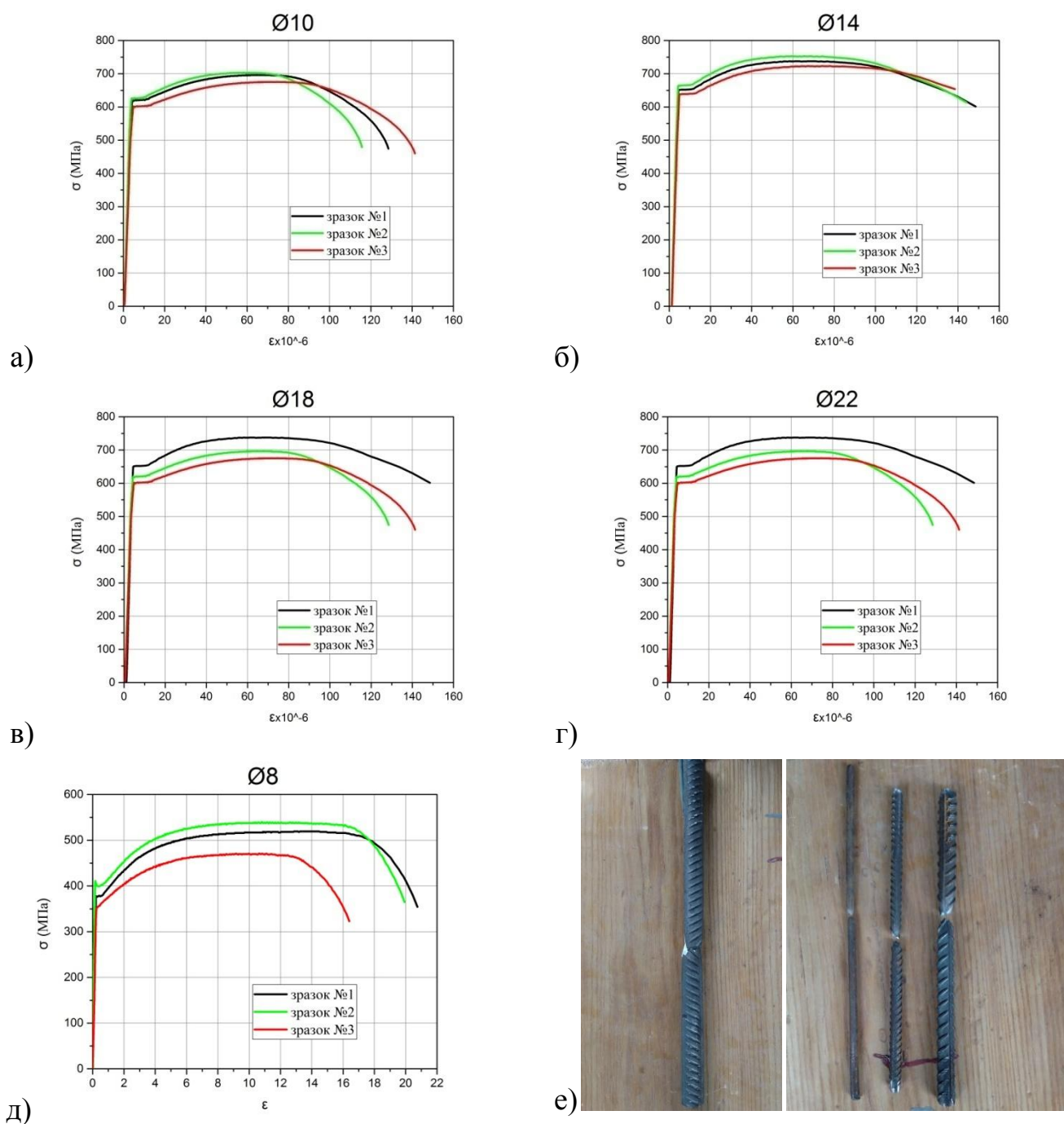


Рис. 2.5. Випробування зразків арматури: а) Діаграма розтягу арматури Ø10; б) Діаграма розтягу арматури Ø14; в) Діаграма розтягу арматури Ø18; г) Діаграма розтягу арматури Ø22; д) Діаграма розтягу арматури Ø8; е) загальний вигляд випробуваних арматурних взірців

За результатами випробувань можна зробити висновок, що стиснута і розтягнута арматура відноситься до класу A500C, тоді як гладке поперечне армування належить до класу A240C [72].

Встановлення фізико-механічних характеристик бетону відбувалось з допомогою стандартних зразків кубів, призм та циліндрів, згідно [5,64]. Зразки заформовані з бетону того ж замісу, що і дослідні балки. Всього було виготовлено 12 кубів, 8 призм та 12 циліндрів. Зразки бетону випробовували у віці 28 діб – до початку випробувань дослідних взірців (1-а серія), та по закінченню всіх дослідів (2-а серія). Випробовування проводили на гідравлічному пресі ПГ-250.

Експериментальні фізико-механічні властивості бетону встановлені на основі випробовувань кубів, призм та циліндрів - табл.2.2.

Табл. 2.2

Фізико-механічні характеристики бетонних зразків

Зразок	Характеристики бетону								
	К-ть, дослідних взірців	Геометричні розміри (мм)	$f_{ck,cube}$ МПа	f_{ck} МПа	f_{ctk} МПа	$f_{ck,prism}$ МПа	E_{ck} ГПа	ν	Клас
1-а серія									
Куби	6	150x150x150	41.09	-	-	-	-	-	C32/40
Призми	4	150x150x600	-	-	-	30.46	31.35	0.12	
Циліндри (на стиск)	4	100x200	-	30.49	-	-	-	-	
Циліндри (на розколювання)	4	100x200	-	-	5.06	-	-	-	
2-а серія									
Куби	6	150x150x150	45.91	-	-	-	-	-	C32/40
Призми	4	50x150x600	-	-	-	32.66	33.39	0.12	
Циліндри (на стиск)	4	100x200	-	33.15	-	-	-	-	
Циліндри (на розколювання)	4	100x200	-	-	6.13	-	-	-	

Випробувані бетонні зразки кожного типу наведені на рис. 2.6.

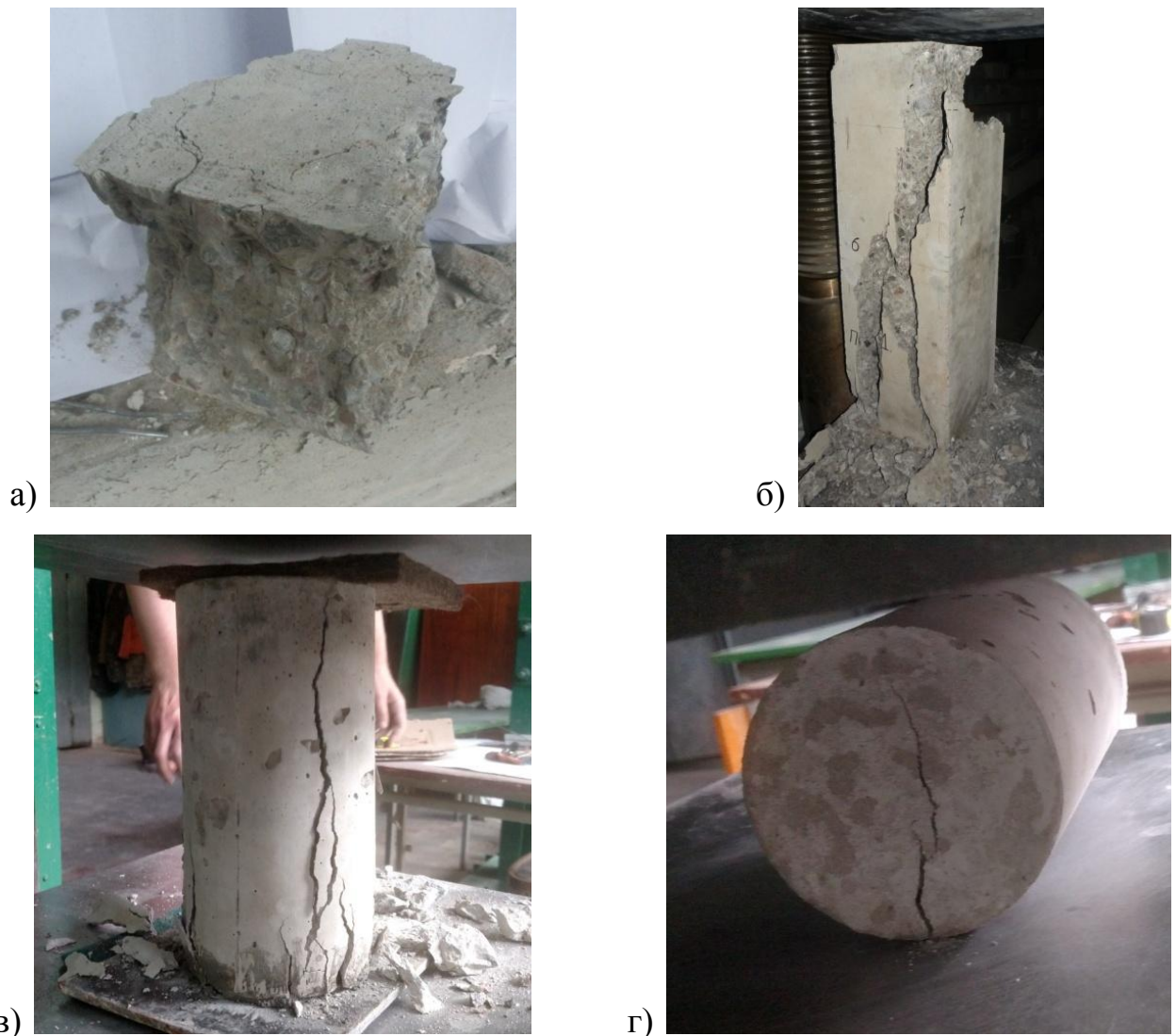


Рис. 2.6. Випробовування бетонних зразків: а) випробувані куби; б) випробувані призми; в) випробувані циліндри на стиск; г) випробувані циліндри на розколювання

За результатами випробувань зразків бетону встановлено, що бетон відноситься до класу С32/40 [8].

Елемент підсилення – композитна система FRCM, складається з двох компонентів: мінерального розчину на основі цементу Ruredil X Mesh M750 та несучої Р.В.О. композитної тканини Ruredil X Mesh Gold (рис.2.7). Характеристики тканини взяті з сертифікату, який поданий виробником [126], оскільки це високотехнічний матеріал, який виготовляється в Італії з контролем на всіх етапах виробництва, наведені в табл. 2.3.

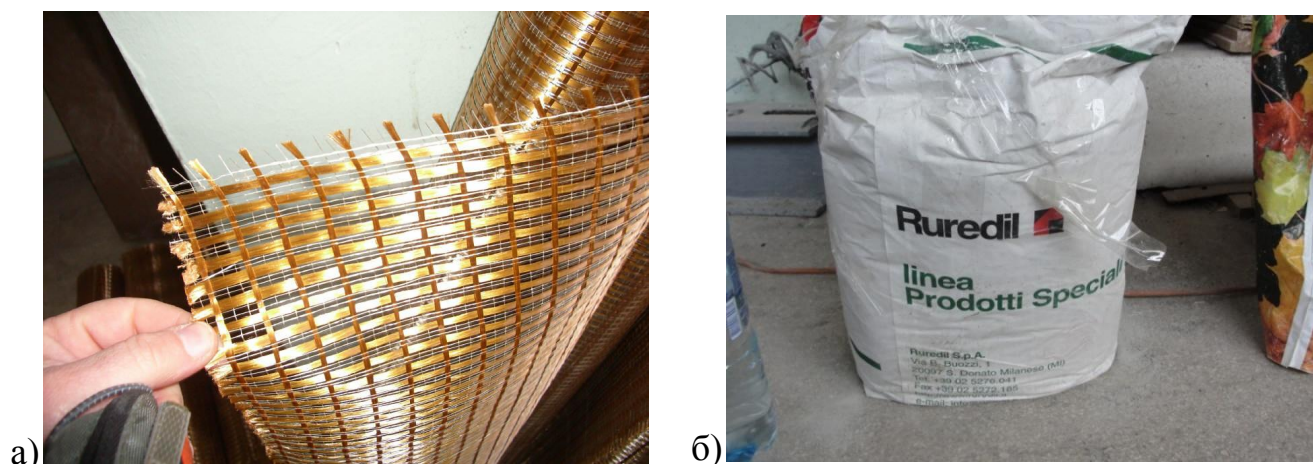


Рис.2.7. Складові елементи системи підсилення: а)Р.В.О. тканина Ruredil X Mesh Gold; б)мінеральний цементний розчин Ruredil X Mesh M750

Табл. 2.3

Фізико-механічні характеристики композитної тканини RuredilXMeshGold

№	Величина	Значення
1	Вага сітки, г/см ²	1,56
2	Міцність на розтяг, МПа	5800
3	Модуль пружності, ГПа	270
4	Гранична деформація, %	2,15
5	Еквівалентна товщина сухого матеріалу у поздовжньому напрямку, мм	0,0445
6	Еквівалентна товщина сухого матеріалу у поперечному напрямку, мм	0,0115
7	Граничне зусилля розтягу у поздовжньому напрямку на одиницю ширини, кН/м	264
8	Граничне зусилля розтягу у поперечному напрямку на одиницю ширини, кН/м	66,5

Міцність розчину встановлювали експериментальними випробуваннями 9 кубів з ребром 70 мм, заформованих перед випробуваннями. Зразки випробовували у віці 10,20,28 діб на гідравлічному пресі ПГ-125. Результати випробувань показали, що розчин уже в 10 діб набрав міцність на стиск 29 МПа, у

віці 20 діб – 36 МПа, у віці 28 діб – 40 МПа. Міцність розчину використовуваної консистенції на 10 добу, відповідає міцності розчину заявленої виробником на 28 добу. Оскільки випробування підсилених залізобетонних балок виконували через 10 діб після підсилення, фізико-механічні характеристики наведені в табл. 2.4 взято відповідно до декларованих виробником даних.

Табл. 2.4

Фізико-механічні характеристики розчину Ruredil X Mesh M750

№	Величина	Значення
1	Витрати води на 100 кг розчину, л	24-26
2	Розхід (сухого продукту), кг/м ² /мм	1,210-1,230
3	Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа	29
4	Міцність на згин у віці 28 діб, МПа	3,5
5	Модуль пружності, ГПа	6

Під час кожного випробування формувались 3 аналогічних куби, для перевірки міцності розчину підсилення (рис. 2.8).



Рис. 2.8. Випробування кубів розчину Ruredil X Mesh M750: а) процес випробування на стиск; б) випробувані зразки однієї серії

Результати випробувань кубів розчину підсилення, показали міцність, яка відрізнялась від контрольних випробувань не більше ніж на 10%, що дозволяє констатувати про відповідність фізико-механічних властивостей суміші до заявлених виробником.

2.4 Опис дослідної установки та методика проведення експериментальних досліджень

Випробовування дослідних зразків виконували, за схемою однопролітної балки на двох опорах, прольотом 1900 мм, завантаженої двома силами, на однаковій відстані від опор (рис. 2.9), за типом завантаження «чистий згин». Навантаження на балку прикладали таким чином, щоб його площина співпадала з центром ваги перерізу балки, згідно вимог [23].

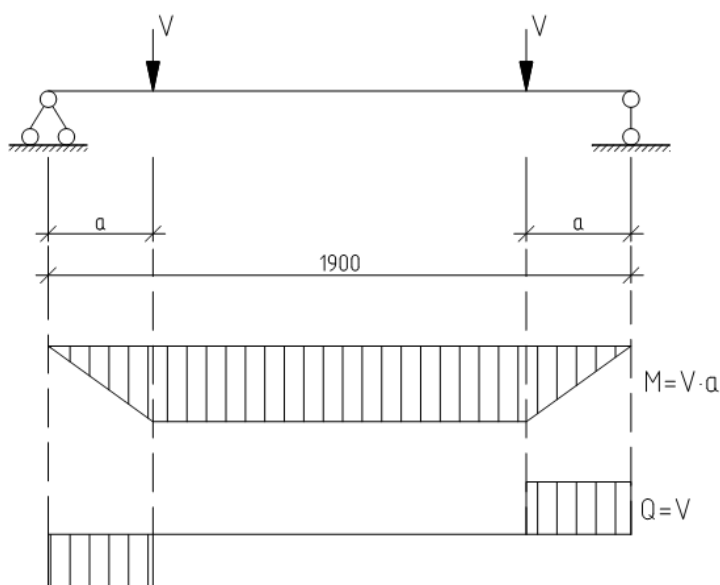


Рис. 2.9. Розрахункова схема балки

Дослідження проводили для кожного похилого перерізу окремо [22]. Стенд для випробовування одного похилого перерізу в залізобетонних балках складається з трьох вертикальних тяжів 7, що кріпляться до опорної траверси 4 з допомогою несучих гайок 3, яка заанкерована силовими тяжами в силову підлогу, та навантажувальної траверси 8, до якої кріпиться гідравлічний домкрат 6. Навантаження прикладали з допомогою гідравлічного домкрату ГД-100, під'єданого до насосної станції марки НСР-400. Зусилля з гідравлічного домкрату 6 передається на розподільчу траверсу 5, яка навантажує дослідну балку 1, через кільцевий динамометр 2 та нерухому шарнірну опору 10, яка розташовується на металеві обоймі 11, встановленій на одному з похилих перерізів балки.

Конструкція дослідного стенда наведена на рис. 2.10.

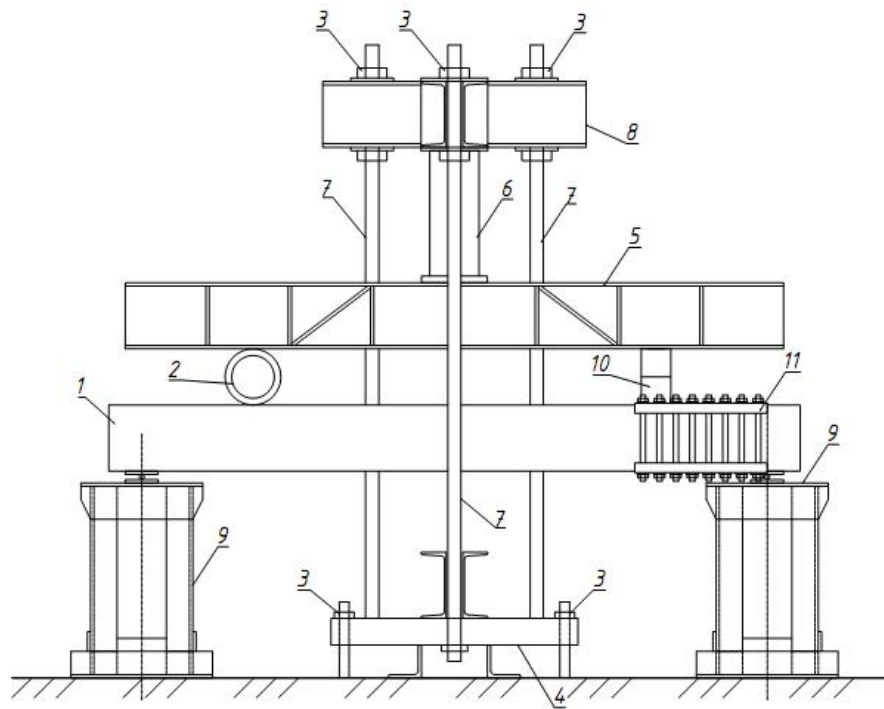


Рис. 2.10. Стенд для випробовування одного похилого перерізу в залізобетонних балках

Металева обойма запобігає деформаціям в одному з похилих перерізів, забезпечуючи його роботу в пружній стадії. Після проведення досліду обойму перевстановлювали на вже досліджений похилий переріз, при необхідності дещо зменшуючи розрахунковий проліт балки. Таким чином можливо випробовування одного дослідного зразка двічі. Обойму встановлювали на цементно-піщаний розчин, марки не нижче М300, та механічно напружували за допомогою металевих шпильок. Конструкція та вид встановленої обойми показано на рис. 2.11.

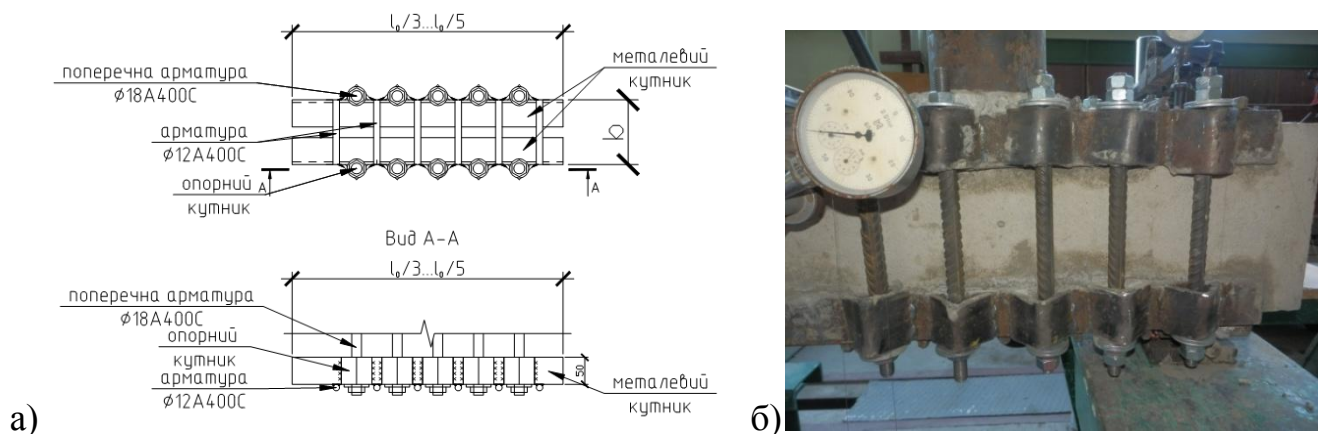


Рис. 2.11. Металева попередньо напружена обойма: а) конструкція; б) вигляд змонтованої обойми на дослідному елементі

Випробування одного похилого перерізу в залізобетонних балках виконували наступним чином. В дослідному зразку знімали фаску та зачищали поверхню похилого перерізу від бруду з допомогою кутової шліф-машинки виконували монтаж металевої обойми 11, після чого встановлювали її на металеві опори 9. На балку встановлювали кільцевий динамометр 2 та нерухому шарнірну опору 10, на які розміщували розподільчу траверсу 5 та гідравлічний домкрат 6, котрий опертий в навантажувальну траверсу жорсткої рами. В процесі випробування тиск від гідравлічного домкрату 6 через розподільчу траверсу 5 та кільцевий динамометр 2 і нерухому опору 10 передається на дослідний зразок. За допомогою вимірювальних приладів заміряють деформації одного похилого перерізу в залізобетонні балці, в той час інший похилий переріз працює в пружній стадії.

Встановлений дослідний зразок на стенді показано на рис. 2.12.



Рис.2.12. Підготовлений дослідний зразок на стенді для випробувань

Випробування цим методом дозволяє провести випробування з значно меншими затратами матеріалів, трудоемності та необхідних вимірювальних

приладів. Подібний метод випробовувань викладений в роботі [84], проте там зменшували розрахунковий проліт балки та схему завантаження, не застосовуючи металевої обойми, що змінювало напружений стан поздовжньої арматури балки.

Вимірювання деформацій бетону та арматури виконували з допомогою індикаторів годинникового типу ИЧ-01-0.001, з ціною поділки 0.001 мм, клас точності – 1. Для визначення прогинів та кривизни балки використовували прогиноміри Аістова 6-ПАО, з ціною поділки 0.01, клас точності – 1 та індикатори годинникового типу ИЧ-10-0.01, з ціною поділки 0.01, клас точності – 1. На передній грані похилого перерізу була розміщена сітка реперів компаратора з кроком 50x50 мм, яка наносилась з допомогою спеціальної бази.

Компаратор КД-2 відносить до приладів класу точності – 1, з ціною поділки 0.001 мм. Схема розміщення приладів на дослідному зразку наведена на рис. 2.13.

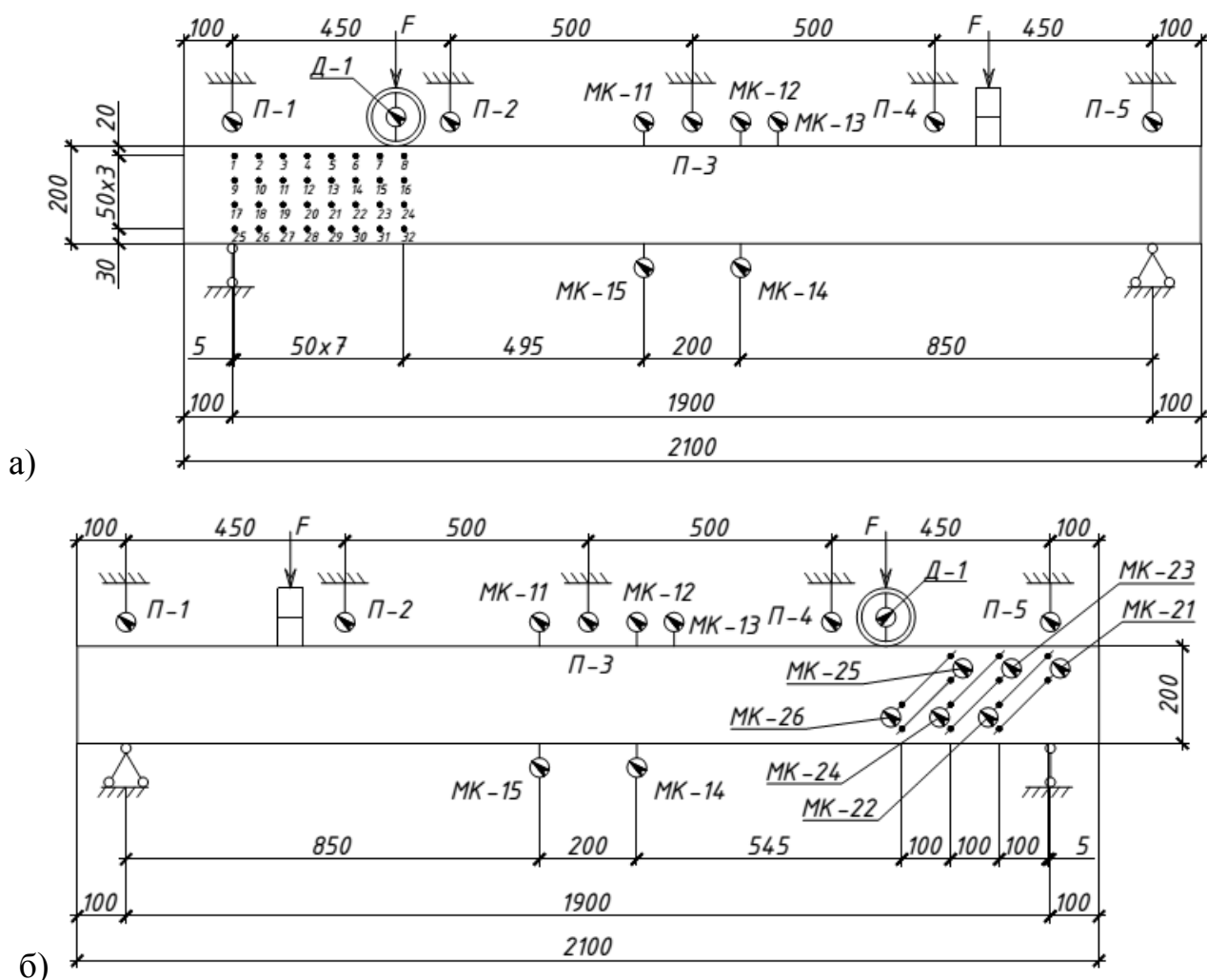


Рис. 2.13. Схема розміщення вимірювальних приладів на контрольних взірцях:

а) з фронтальної сторони; б) протилежної грані

Індикатори МК-11, МК-12, МК-14, МК-15 встановлені до тримачів арматурного каркасу балки, МК-13 – приклеєний до верхньої грані балки. База вимірювань становить 200 мм. На похилому перерізі розміщено 6 індикаторів під кутом 45° до осі балки (МК-21...МК-26), які вимірюють деформації бетону похилого перерізу. База вимірювань становить 140 мм. Прогиноміри П-1, П-5 встановлювали на опорах, для заміру просідання опор, П-3 встановлений в центрі дослідного зразку, для фіксування максимального прогину залізобетонної балки, П-2, П-4 встановлені обабіч точок прикладання сили.

Для балок з відносним прольотом зрізу кількість приладів на похилому перерізі зменшували: відповідно для $d/a=1.5$ використовували МК-21... МК-25, та сітка реперів компараторів становила 300×150 мм; при $d/a=1$ – індикатори МК-21...МК-24 та сітка компараторів 200×150 мм.

Розміщення приладів характерне для 1-ї та 2-ї серії балок. Проте в 2-й серії балок для вимірювання поздовжніх деформацій поперечної арматури додатково використовували тензорезистори, базою 50 мм. [77], котрі були приклеєні в середині висоти поперечної арматури (рис. 2.14), перед початком бетонування.

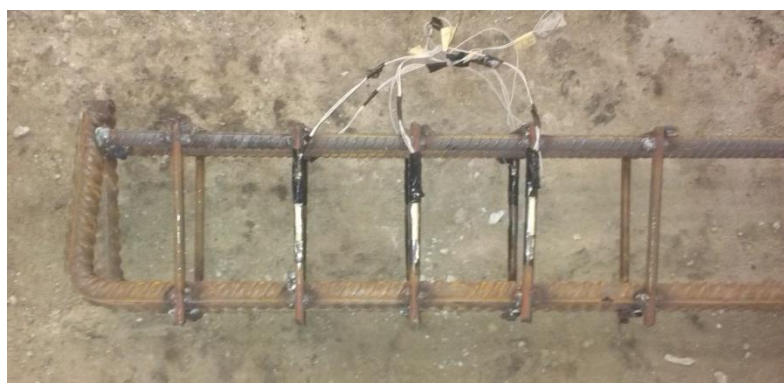


Рис. 2.14. Розміщення тензорезисторів на поперечні арматурі

Тензорезистори використовували в системі автоматичного вимірювача деформацій АИД-4. Ціна поділки становить 0.001 мм, клас точності – 1.

Рівень прикладеного навантаження контролювали з допомогою кільцевого динамометра, ціна поділки якого становила 1 кН (точність 0,05%), та атмосферного манометра, встановленого на насосній станції, з ціною поділки 2 кН (точність 1%). Навантаження прикладали ступенями, по 10% від

теоретичного значення очікуваного руйнівного навантаження. На кожному ступені проводили витримку в 10 хвилин після чого фіксували покази усіх встановлених приладів. Також на кожному етапі навантаження фіксували поширення тріщин, і замірювали ширину розкриття тріщин на рівні розтягнутої арматури, та середню ширину розкриття похилої тріщини. Вимірювання проводили з допомогою мікроскопа МБП-3, з ціною поділки 0,05 мм. Навантаження прикладали до настання фізичного руйнування бетону похилого перерізу чи настанні текучості в поперечні арматурі, що є ознакою вичерпання несучої здатності за I групою граничних станів.

Після випробування контрольних зразків визначали ступені підсилення згідно програми випробовувань, наведеної вище. Підсилення виконували сіткою з волокон Р.В.О. (поліпарафенілен бензобісоксазолін) Ruredil X Mesh Gold, розміщену в стабілізовану неорганічну матрицю, для збільшення міцності бетону на згин та зріз, за відносного прольоту зрізу $d/a=2$. Для підсилення було прийнято 4 основних схеми підсилення, котрі наведені на рис. 2.15:

- Схема 1: підсилення виконували з допомогою одного шару вертикальних смужок тканини шириною 70 мм, з кроком 100 мм, яку наклеювали на бетон, розташовуючи між металевою внутрішньою арматурою (рис. 2.15а). Такий тип підсилення дозволяв фіксувати деформацій бетону похилого перерізу;

- Схема 2: елемент підсилення виконували з допомогою 1 шару тканини шириною 300 мм нанесеному по всій ширині похилого перерізу(рис. 2.15б). За допомогою такого типу підсилення досліджувався ефект підсилення похилого перерізу з максимальним відсотком додаткового армування;

- Схема 3: тканину наносили у вигляді 3 смужок шириною 70 мм під кутом 45° (рис. 2.15в), що є перпендикулярно до максимального значення кута між стиснутим умовним елементом і поздовжньою віссю балки;

- Схема 4: зовнішнє армування виконували у вигляді 3 смужок композитної тканини шириною 70 мм під кутом 68° (рис. 2.15г), що є перпендикулярно до

мінімального значення кута між стиснутим умовним елементом і поздовжньою віссю балки.

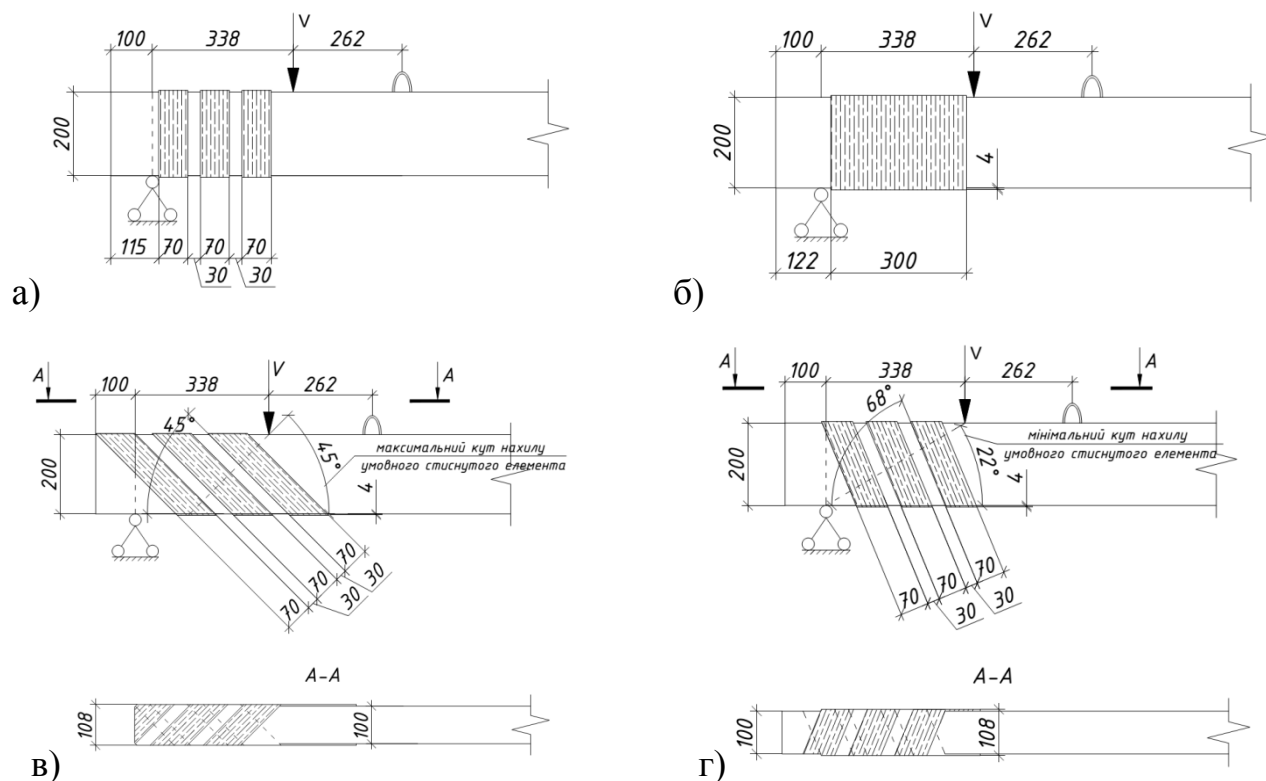


Рис. 2.15. Схеми розміщення систем підсилення на дослідних зразках:

а) Схема 1 - вертикальні смужки; б) Схема 2 – повна ширина тканини; в) Схема 3 - смужки під кутом 45° ; г) Схема 4 - смужки під кутом 68°

Усі варіанти підсилення виконували з нанесенням зовнішнього армування в один шар.

Послідовність виконання робіт була наступна:

- на першому етапі було здійснено підготовку основи дослідного зразка, усунуто пил, зайві механічні частинки та обезжирено. Поверхню балки попередньо змочили водою. На приопорних ділянках у місцях приклеювання полотна на зовнішніх кутах було виконано заокруглення радіусом 20 мм;

- другий етап полягав у приготуванні будівельного розчину Ruredil X Mesh M750. Приготування розчину відбувалося за методикою, яка описана у технологічній карті виробника;

- на третьому етапі безпосередньо підсилюємо балку системою Ruredil X Mesh Gold. Зволожуємо основу водою і впевнившись, що надлишкової води

немає, викладаємо Ruredil X Mesh M750 за допомогою гладкої металевої кельми в один шар товщиною 2-3 мм, згідно схеми підсилення; чекаємо кілька хвилин і після цього занурюємо сітку Ruredil X Mesh Gold в розчині. Викладаємо другий шар Ruredil X Mesh M750 товщиною 2-3 мм, щоб повністю покрити сітку. Живучість розчину становить 120 хв. Якщо розчин став непридатним для роботи виконуємо повторне змішування протягом 1-2 хвилини і продовжуємо викладати.

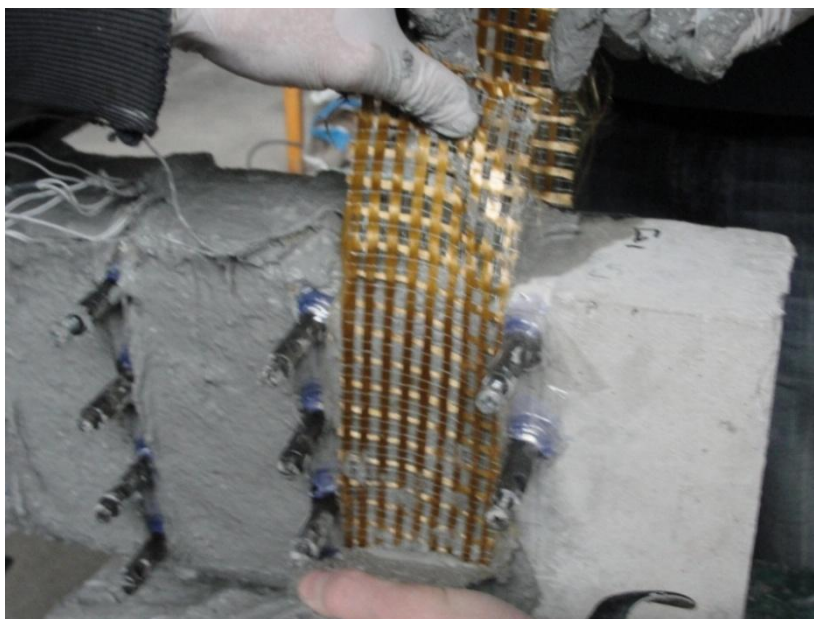


Рис. 2.16.Встановлення сітки Ruredil X Mesh Gold

На час виконання підсилення вимірювальні прилади знімали для отримання вільного доступу до бічної грані балки, тоді як тримачі залишались в своєму проектному положенню. При виконанні підсилення за схемою 2, 3 та 4 виконували демонтаж тримачі приладів для належного виконання підсилення. Після підсилення тримачі повертались у своє проектне положення.

Після завершення монтажу системи підсилення, проводили витримку терміном 10 діб для набору міцності мінеральним розчином, після чого випробовування продовжували аналогічно як для непідсиленних балок. Під час витримки, контролювався необхідний рівень навантаження на балку.

Усі схеми підсилення наносили у вигляді обойми підсилення, і виконували згідно програми досліджень наведеної вище. Вздовж робочих волокон елементів підсилення приклеювали індикатори годинникового типу ИЧ-01-0.001 з базою 100 мм (рис. 2.17), для фіксування деформацій тканини підсилення.

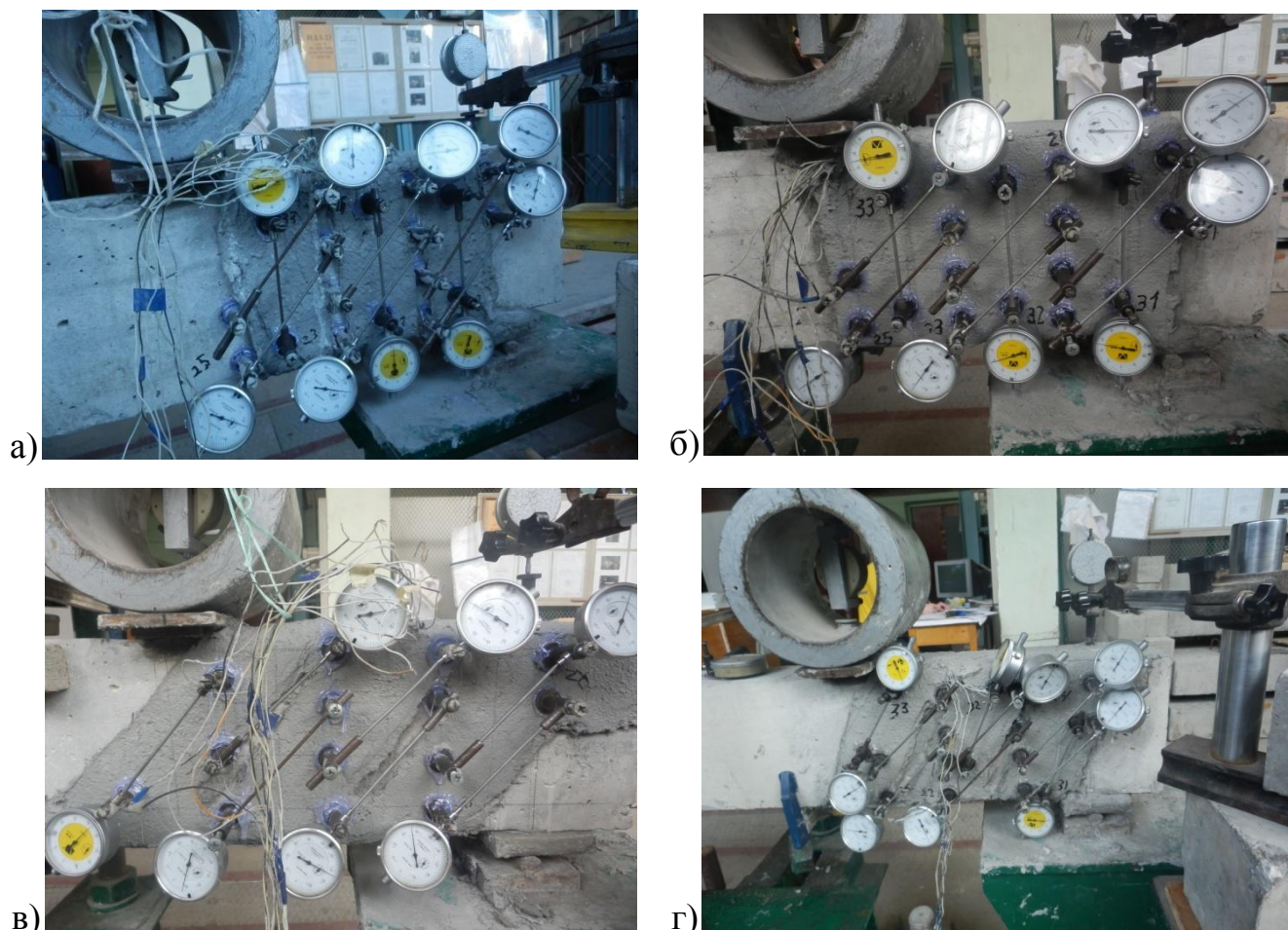


Рис. 2.17. Загальний вигляд підсиленого похилого перерізу з встановленими індикаторами годинникового типу: а) Схема 1 - вертикальні смужки; б) Схема 2 – повна ширина тканини; в) Схема 3 - смужки під кутом 45° ; г) Схема 4 - смужки під кутом 68°

Система підсилення Ruredil X Mesh Gold наноситься швидко, підсилення одного похилого перерізу становило 40 хв, з виконанням усіх супутніх робіт, не потребує додаткових будівельних матеріалів. Згідно експериментальних даних, необхідна проектна міцність мінерального цементного розчину досягалась уже на 10 день після монтажу. FRCM система стійка до зовнішніх атмосферних впливів, гідрофобна. За таких властивостей дана система підсилення має значні переваги перед іншими методами підсилення.

2.5 Висновки до розділу 2

1. Розроблено програму експериментальних досліджень несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, випробуваних без та з підсиленням системою FRCM.
2. Запропоновано методику експериментальних випробовувань одного похилого перерізу залізобетонних балок, що дозволяє зменшити затрати матеріалів, трудоемності та необхідних вимірювальних приладів.
3. Розроблено методику експериментальних досліджень похилих перерізів залізобетонних балок підсиленних FRCM системою за дії навантаження різного рівня.
4. Запропоновано найбільш ефективні способи підсилення похилих перерізів залізобетонних балок FRCM системою та розроблено схему розміщення вимірювальних приладів дублюючого типу для повнішої оцінки напружено-деформованого стану похилих перерізів.
5. Визначено реальні фізико механічні характеристики матеріалів дослідних зразків та FRCM системи підсилення.

РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1 Несуча здатність нормальних перерізів дослідних зразків

Дослідні зразки проектували таким чином, що навіть після підсилення руйнування проходило по похилому перерізу. Для цього було запроєктовано із значним запасом розтягнуту арматуру в залізобетонних балках обох серій, що є характерним для таких досліджень [82,84,94]. Під час проведення випробувань фіксували деформації стиснутої зони бетону, стиснутої та розтягнутої арматури для нормального перерізу. На рис. 3.1 наведено усереднені деформації для балки БПК 2.7.1-0.5нс, яка зруйнувалась при значенні поперечної сили $V_{Ed} = 212.5$ кН, що відповідає максимальному згинальному моменту $M = 71.3$ кНм, серед усіх дослідних зразків.

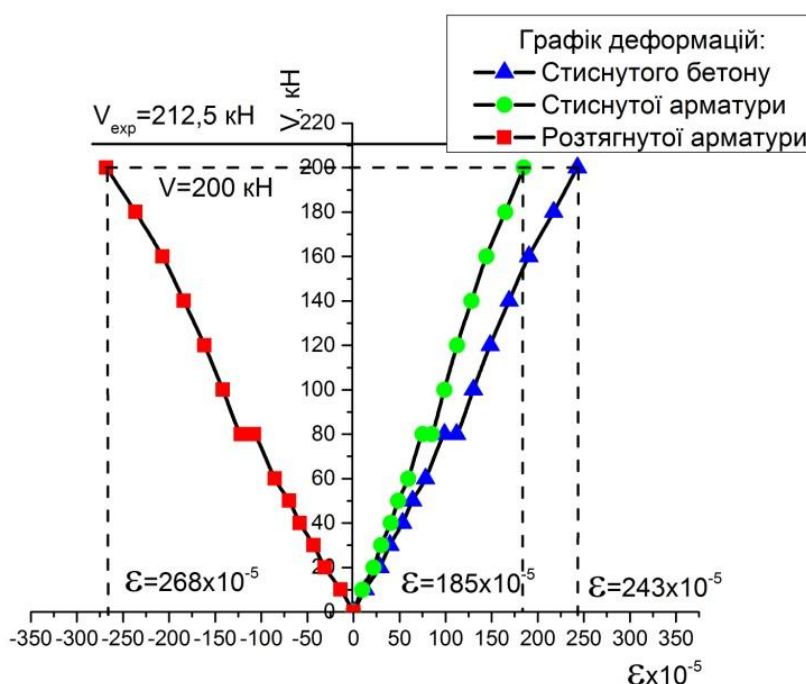


Рис. 3.1. Графік деформацій стиснутої зони бетону, розтягнутої та стиснутої арматури в балці БПК 2.7-0.5нс

Оцінки впливу металевої обойми на кривизну балки проводили на основі експериментально отриманих прогинів балки, які фіксували в характерних точках.

На рис. 3.2. наведено вигнуту вісь балки, котра випробувана при відносному прольоті зрізу $a/d=2$.

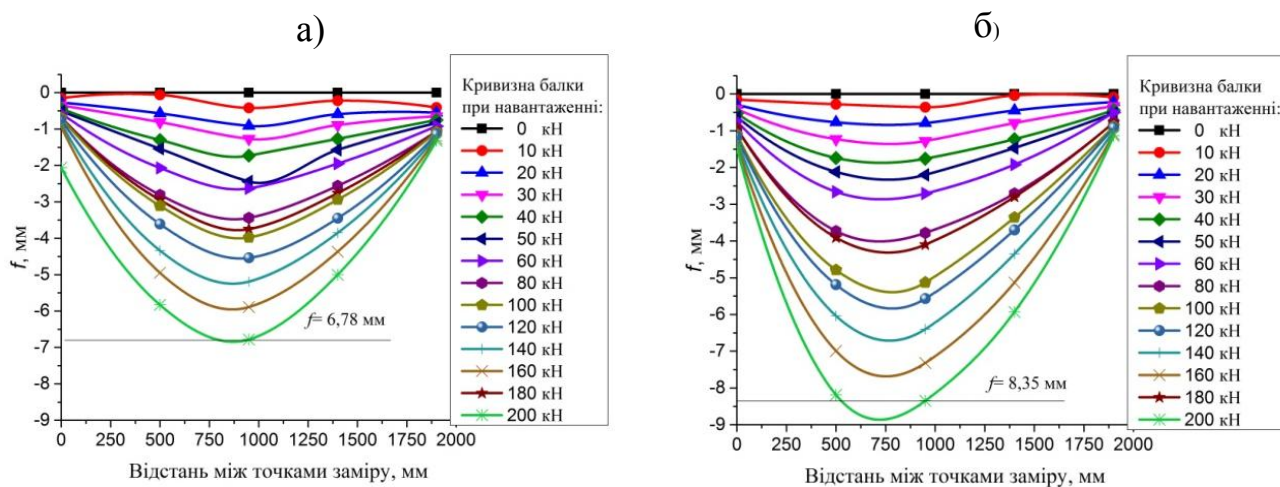


Рис.3.2. Вигнута вісь балки БПК 2.7-0.5нс:

а) для досліду БПК 2.7.1-0.5нс; б) для досліду БПК 2.7.2-0.5нс;

Згідно норм [74] граничний прогин для балок становить $f_u = l_0 / 150$, що становить $f_u = 12.7$ мм. В дослідних зразках максимальний прогин становить 8.35 мм, що є значно меншим (на 35%) від граничного. Слід відзначити, що для дослідних балок характерна деяка несиметричність вигнутої осі балки, спричинена зміною жорсткості металевою обоймою встановленою на одному кінці. Максимальні значення прогину зафіксовані посередині прольоту балки при випробовуванні обох перерізів дослідного зразка.

В контрольних зразках зафіксовано відколювання бетону вздовж зони анкерування розтягнутої арматури, під час фізичного руйнування похилого перерізу. Такий ефект спричинений пластичною деформацією поздовжньої арматури. Деформації арматури передавались на бетон і зважаючи на малу товщину захисного шару та низьку міцність бетону на розтяг відбувалось відколювання захисного шару. Порушення анкерування не відбувалось через приварювання розтягнутої арматури до стиснутої. В процесі навантаження, аж до граничних етапів, не було зафіксовано тріщин в бетоні вздовж арматури.

В підсилених балках такий ефект не спостерігався.

За результатами аналізу нормальних перерізів, при максимальному значенні прикладеного навантаження, їх міцність забезпечена.

3.2 Дослідження похилих перерізів залізобетонних балок без поперечної арматури (1-а серія)

3.2.1 Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок без підсилення

На першому етапі досліджень, у відповідності до розробленої методики випробувано 3 залізобетонних балки першої серії, у якості контрольних зразків. Змінним параметром прийнято відносний проліт зрізу, який набував значень: $a/d=2$, $a/d=1.5$, $a/d=1.3$. За критерій вичерпання несучої здатності поперечного перерізу прийнято досягнення граничних значень деформацій стиснутого бетону в перерізі над похилою тріщиною в напрямку головних стискаючих напружень [8].

Вичерпання несучої здатності похилих перерізів прирівнювали до фізичного руйнування стиснутої зони бетону зразків над кінцем похилої тріщини. Настання граничного стану контрольних зразків відбувалось в наступній послідовності:

- розкриття похилої тріщини граничної ширини ($a_{crc} = 0.4$ мм) на поверхні бетону;
- викришування бетону стиснутої зони і відбувалось пластичне деформування стержнів арматурного каркасу.

Незалежно від відносного прольоту зрізу перша похила тріщина розкривалась по середині висоти поперечного перерізу, при однаковому навантаженні – 50 кН, під кутом рівним 45° . На наступному етапі тріщина поширювалась до нижньої грані балки. При збільшенні навантаження ширина розкриття тріщини збільшувалась і поширення тріщини відбувалось до верхньої грані дослідного зразка(рис.3.3)

При настанні граничної ширини розкриття тріщини $a_{crc} = 0.4$ мм відбулось розкриття ще однієї тріщини в зразку БЗ 1.1 в напрямку від точки прикладання сили до грані опори. По цій тріщині і відбувалось руйнування. Похилі тріщини поширювались по всій висоті балки, після чого відбулось зрізування бетону стиснутої зони та викришування бетону похилого перерізу. Поздовжня арматура

отримала характерні пластичні деформації згину стержнів(рис.3.4-3.6). Для балки БЗ 1.2 та БЗ 1.3 відбулось розкриття лише однієї похилої тріщини. Її поширення та розкриття відбувалось повільніше через збільшення впливу стискаючих зусиль в перерізі при такому прольоті зрізу(рис.3.3в).

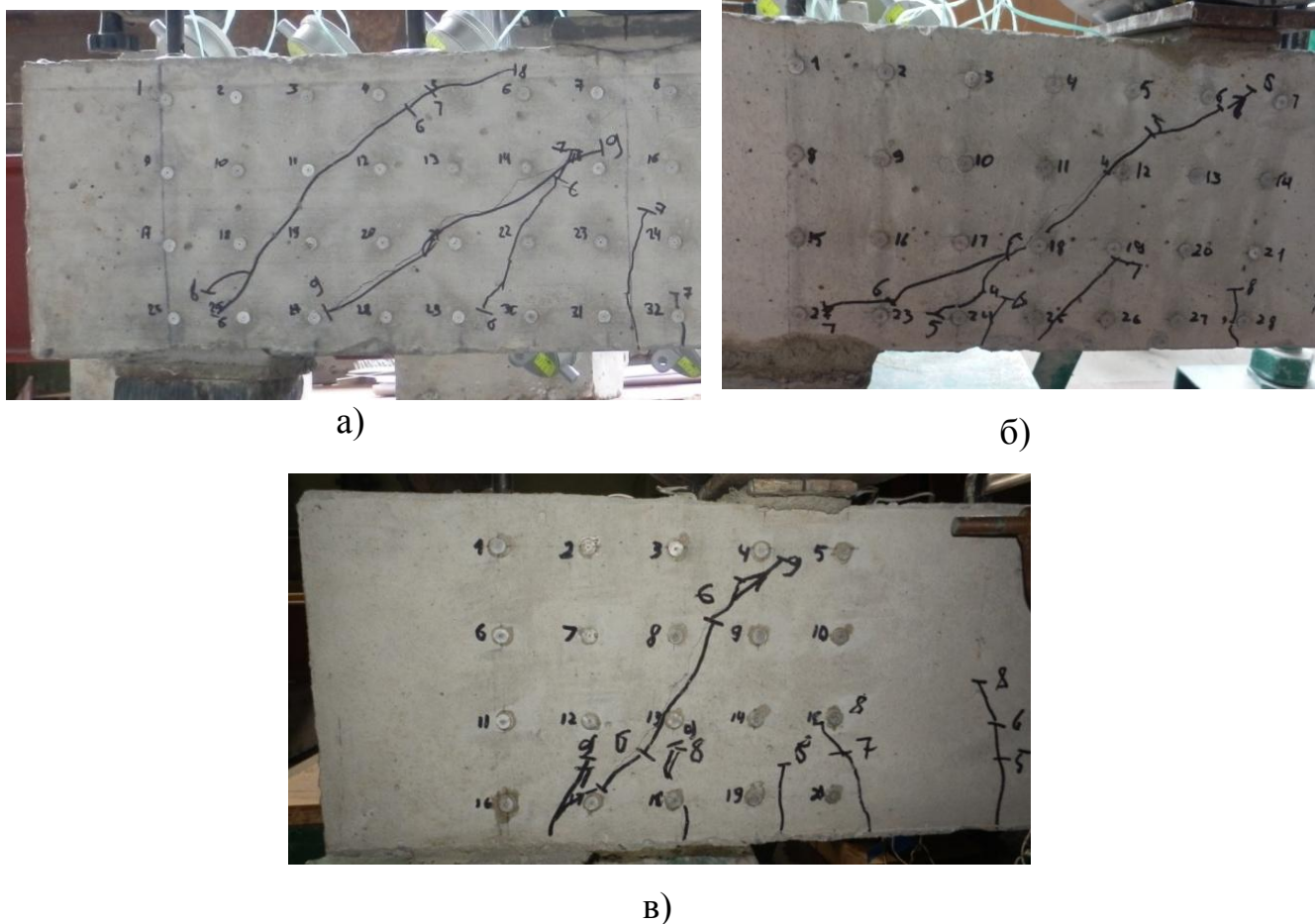


Рис.3.3. Поширення похилих тріщин в зразку: а) БЗ 1.1; б) БЗ 1.2; в) БЗ 1.3

Несуча здатність залізобетонних балок на дію поперечної сили становила: для БЗ 1.1 - $V_{Ed} = 95$ кН; БЗ 1.2 - $V_{Ed} = 140.5$ кН та БЗ 1.3 при значенні $V_{Ed} = 198$ кН, що вказує на збільшення несучої здатності з зменшенням відносного прольоту зрізу. Розбіжність між показами дослідів балок-близнюків становить 5...9%, що свідчить про високу достовірність результатів та ефективність запропонованої методики досліджень.

Загальний вигляд випробуваних зразків наведено на рис. 3.4-3.5.

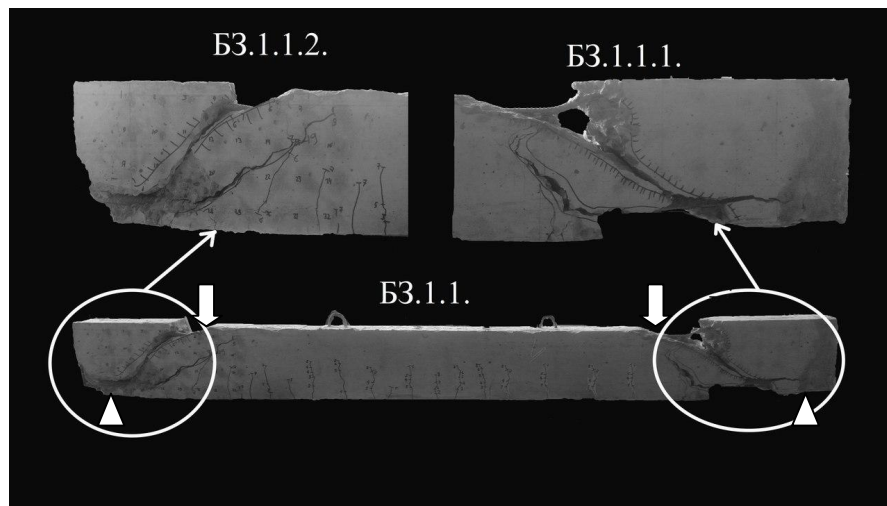


Рис. 3.4. Випробуваний дослідний зразок БЗ 1.1

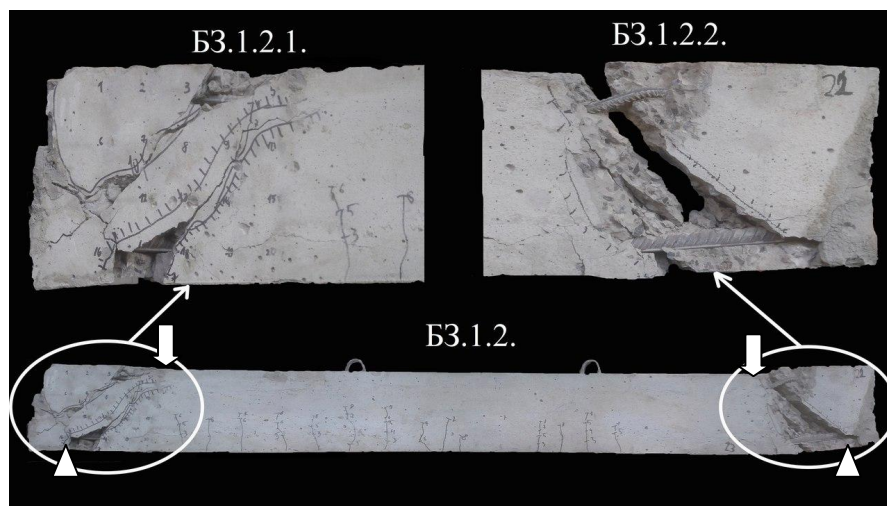


Рис. 3.5. Випробуваний дослідний зразок БЗ 1.2

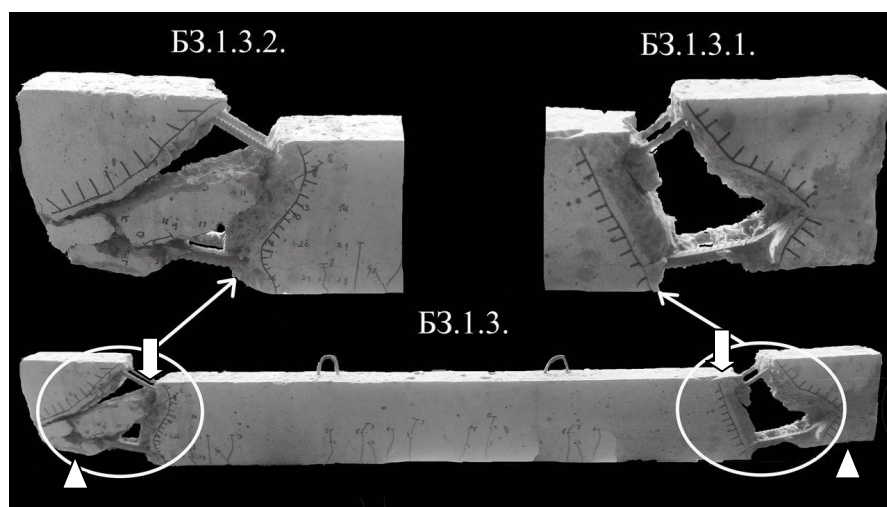


Рис. 3.6. Випробуваний дослідний зразок БЗ 1.3

Деформації розтягу фіксували для бетону з подальшим врахуванням ширини розкриття тріщин в похилому перерізі. Зчитування даних приладів виконували до настання небезпеки фізичного руйнування, після чого прилади демонтували і балку доводили до руйнування. Незважаючи на суттєву відмінність в несучій здатності, отримані деформації знаходяться в однакових межах для всіх дослідних елементів $\varepsilon = 576...736 \times 10^{-5}$ що відповідає зростанню несучої здатності з 95 до 198кН.

Для похилих перерізів побудовано усереднені графіки залежності деформативності бетону від зовнішнього навантаження (рис. 3.7). З зменшенням відносного прольоту зрізу деформування бетону на розтяг набуває вигляду діаграми нелінійного деформування бетону.

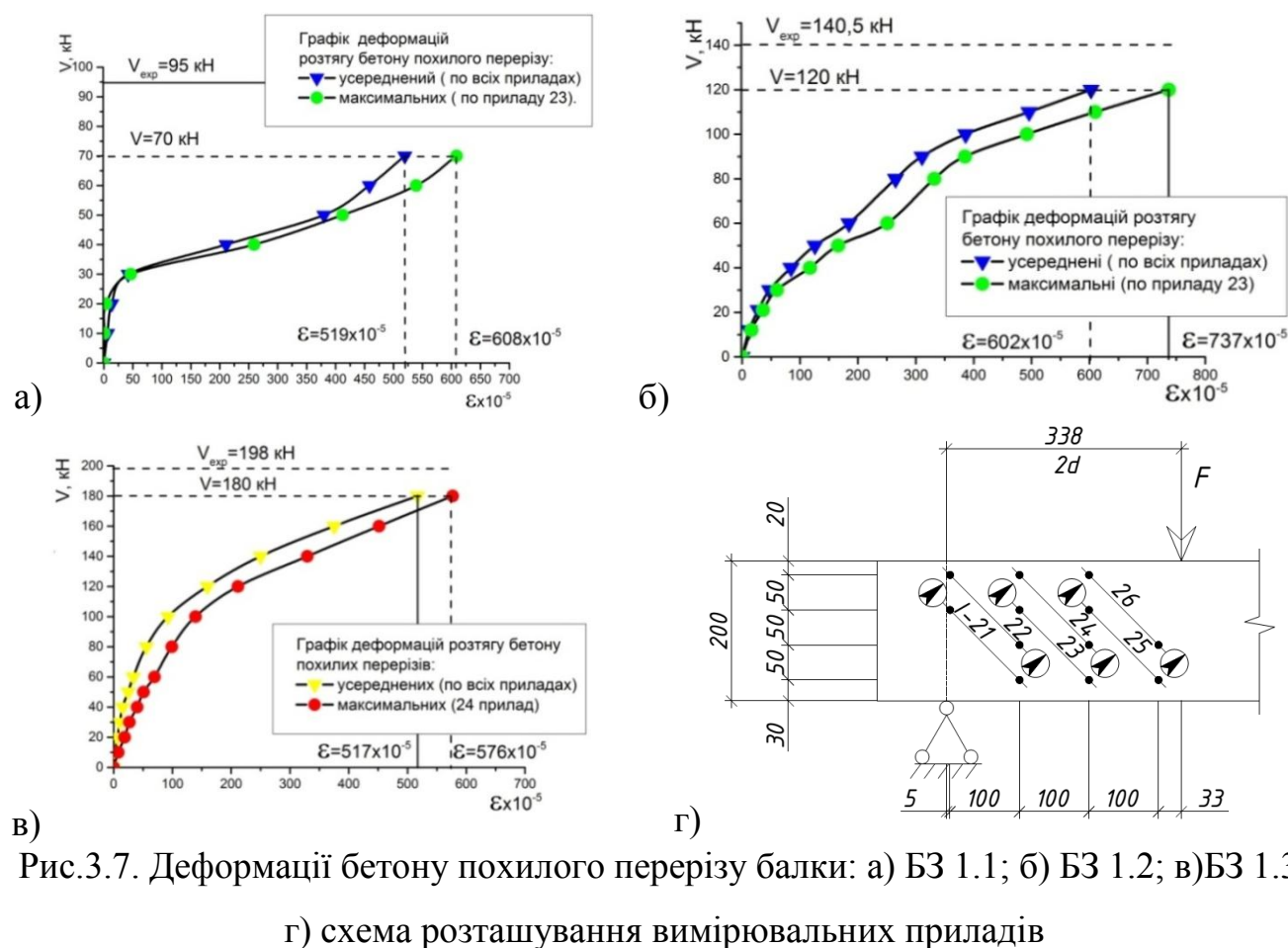


Рис.3.7. Деформації бетону похилого перерізу балки: а) БЗ 1.1; б) БЗ 1.2; в)БЗ 1.3;

г) схема розташування вимірювальних приладів

Для кожного типу випробування побудовано ізополі розподілу деформацій в похилому перерізі, на основі показів компаратора(рис. 3.8).

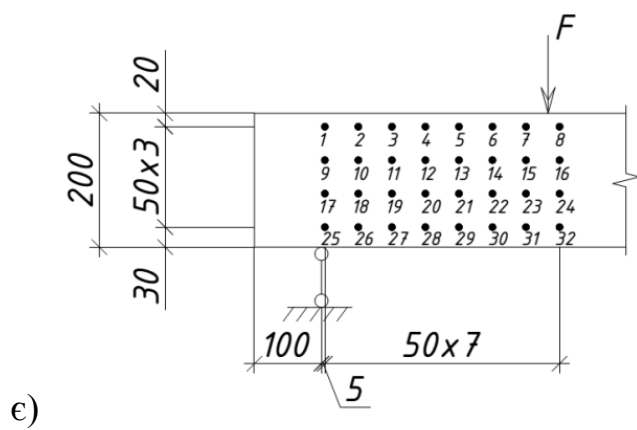
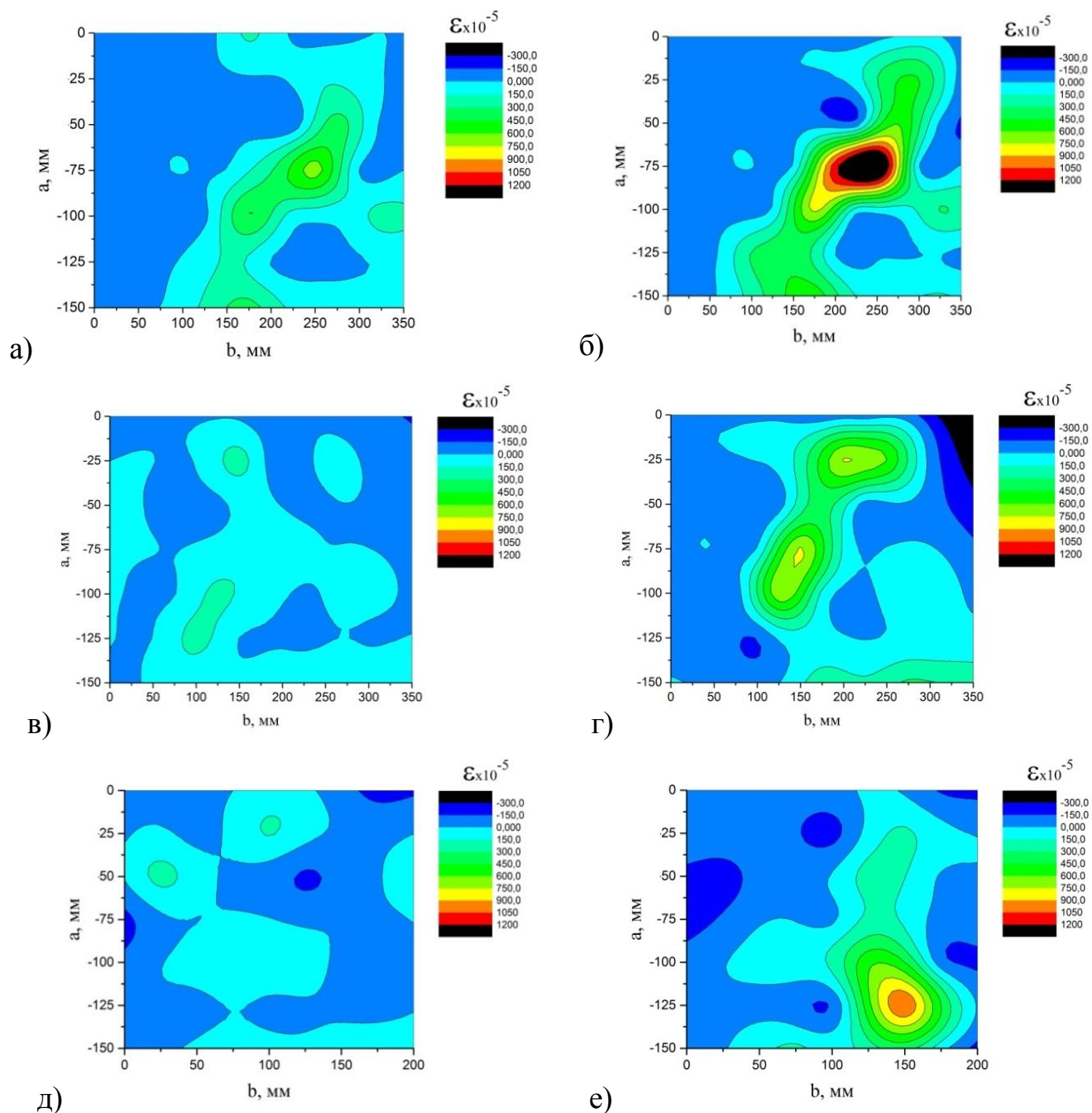


Рис.3.8.Розподіл деформацій в похилому перерізу: ізополя перед розкриттям похилої тріщини для балки: а) БЗ 1.1; в) БЗ 1.2; д)БЗ 1.3; ізополя перед вичерпанням несучої здатності для балки: б) БЗ 1.1 ; г) БЗ 1.2; е)БЗ 1.3; е) схема розміщення реперів компаратора

На основі картини деформування похилого перерізу можна помітити, що з розкриттям тріщини різко збільшився приріст деформацій розтягу в балці БЗ 1.1. В зразках БЗ 1.2 та БЗ 1.3 такий ефект відсутній у зв'язку з збільшенням впливу стискаючих зусиль на формування головних розтягуючих зусиль.

Для всіх контрольних зразків характерний наступний характер розподілу деформацій в перерізі: деформації розтягу в зоні поширення похилої тріщини, та деформації стиску навколо них.

Варто відзначити, що деформації розтягу наведені разом з шириною розкриття нормальних чи похилих тріщин. Для балки БЗ 1.1 характерне розміщення найбільших деформацій розтягу – по середині висоти перерізу, тоді як для балки БЗ 1.3, котру випробовували при відносному прольоті зрізу $a/d=1$ максимальні деформації розташовані на рівні робочої арматури.

Аналізуючи отримані експериментальні результати випробовувань контрольних зразків було прийнято рішення виконувати подальше підсилення зразків при відносному прольоті зрізу $a/d=2$, оскільки при такому значенні відносного прольоту зрізу зафіксовано найменшу несучу здатність похилого перерізу та є можливість дослідити підсилення з застосуванням оптимальної кількості матеріалу підсилення.

3.2.2 Несуча здатність підсилених похилих перерізів залізобетонних балок

Згідно програми досліджень, залізобетонні балки 1-ї серії підсилювали наклеюванням Р.В.О. тканини у вигляді вертикальних смужок шириною 70 мм, для можливості фіксування деформацій бетону похилого перерізу. Похилі перерізи балки БПК 1.1-0 підсилювали без початкового навантаження; балки БПК 1.2-0.3 та БПК 1.3-0.5 підсилювали при рівні початкового навантаження рівному 0.3 та 0.5 від руйнівного, визначеного експериментальними випробовуваннями непідсилених зразків. Критерій втрати несучої здатності прийнятий аналогічним як і для непідсилених взірців: вичерпання несучої здатності похилих перерізів порівнювалося до фізичного руйнування стиснутої зони бетону зразків.

Руйнування похилого перерізу залізобетонної балки, підсиленого композитною тканиною, відбувалось в такій послідовності:

- розкриття похилої тріщини граничної ширини ($a_{crc} = 0.4$ мм) на поверхні бетону;
- поширення похилої тріщини до стиснутої зони бетону та поява сітки тріщин шириною розкриття $a_{crc} = 0,05...0,2$ мм на поверхні системи підсилення;
- руйнування бетону похилого перерізу в зоні дії головних розтягуючих напружень та відшарування системи підсилення в цій зоні;
- пластичне деформування стержнів арматурного каркасу та руйнування бетону стиснутої зони, значні деформації тканини підсилення, котрі можна розгледіти внаслідок порушення захисного шару.

При подальшому збільшенні навантаження відбувається повне відшарування кінців тканини та порушення її анкерування.

Вичерпання несучої здатності перерізу відбувалось в момент вилучення стиснутої зони бетону разом з різким видовженням стрічки та пошкодженням захисного шару системи FRCM в зоні поширення похилої тріщини (рис.3.9-3.11).

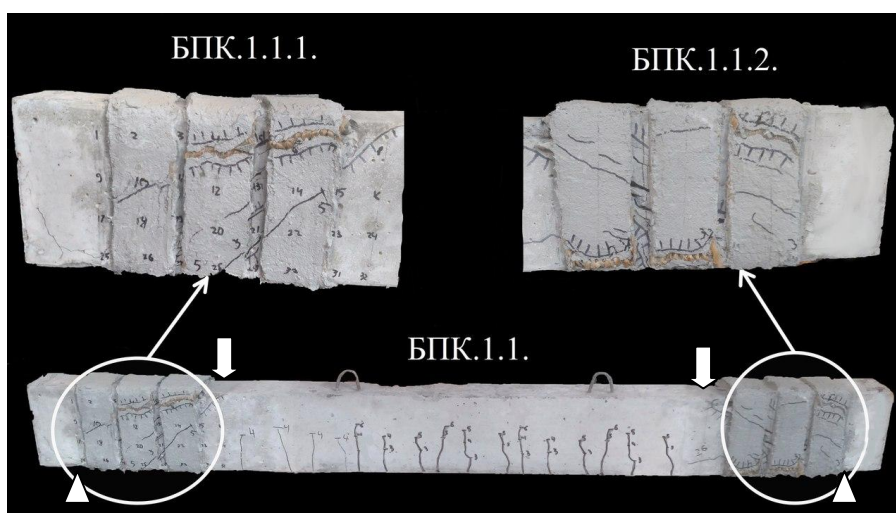


Рис. 3.9. Випробуваний дослідний зразок БПК 1.1-0

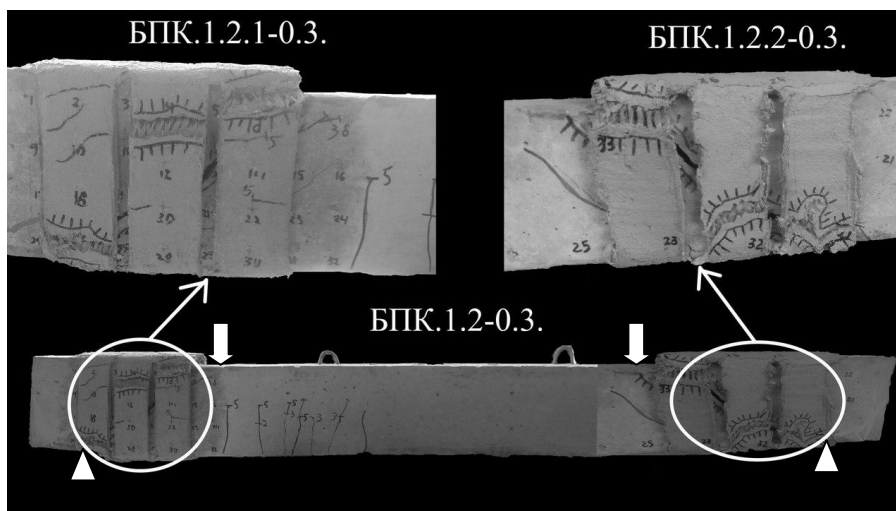


Рис. 3.10. Випробуваний дослідний зразок БПК 1.2-0.3

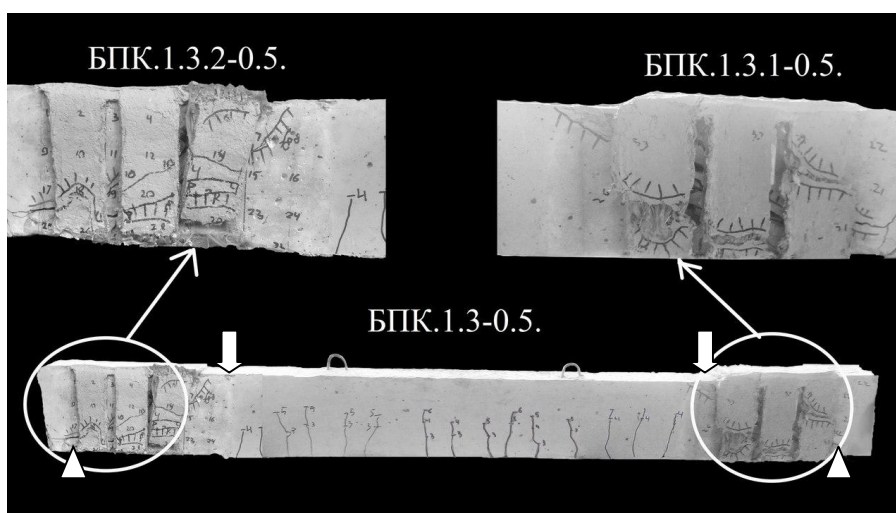


Рис. 3.11. Випробуваний дослідний зразок БПК 1.3-0.5

Несуча здатність на дію поперечної сили становила: для зразка БПК 1.1 – $V_{Ed} = 137.5$ кН., для балки БПК 1.2-0,3 $V_{Ed} = 120$ кН та для БПК 1.3-0,5 $V_{Ed} = 110$ кН.

При цьому для підсилених похилих перерізів змінився характер руйнування: балка втрачає несучу здатність більш пластично, відсутнє випадіння частинок бетону та видимої пластичної деформація арматурного каркасу. Розподіл деформацій, який наведено на ізополях (рис. 3.12), свідчить про розподіл розтягуючих зусиль по більшій площі похилого перерізу.

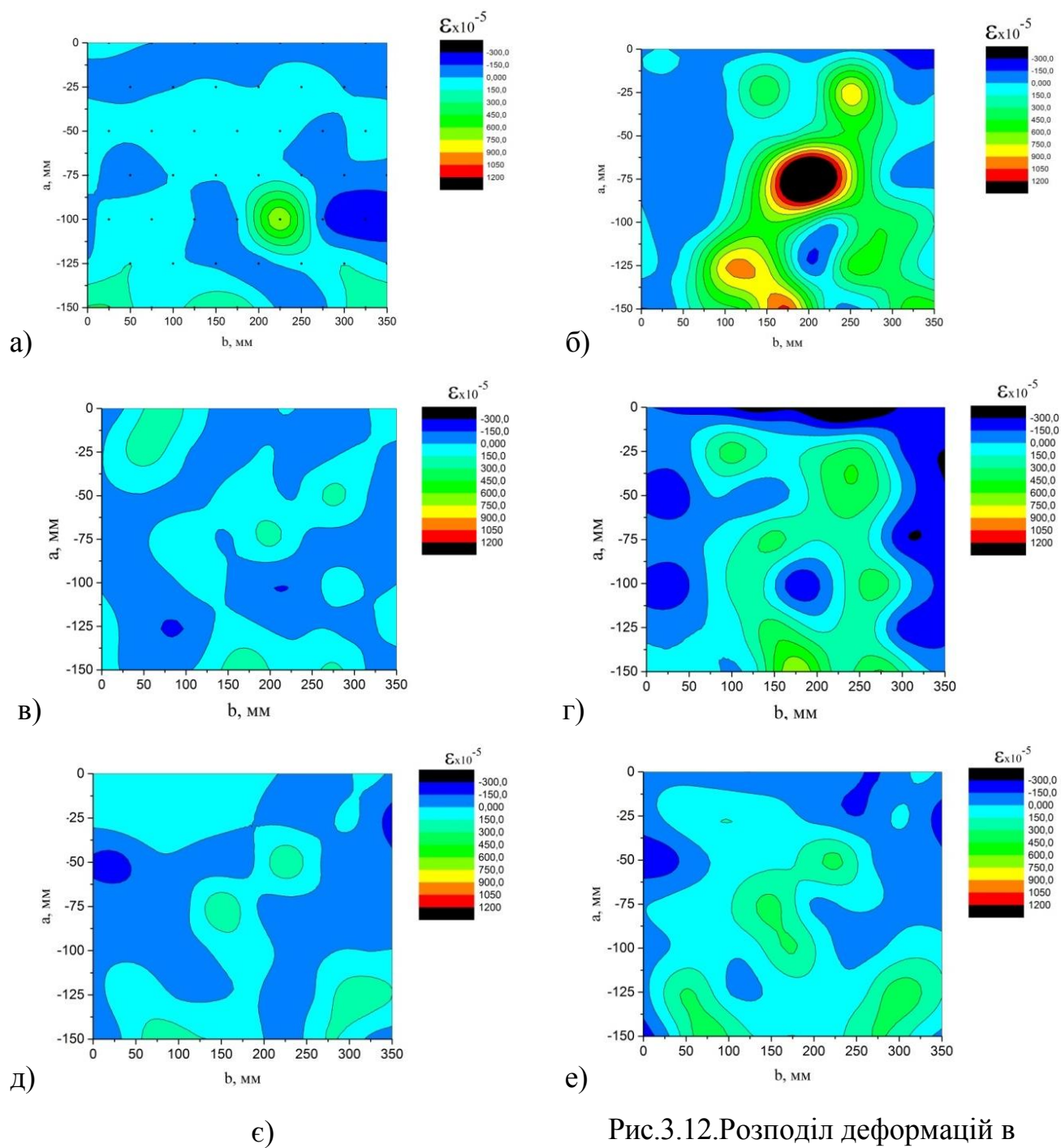


Рис.3.12.Розподіл деформацій в похилому перерізу: ізополі перед розкриттям похилої тріщини для балки: а) БПК 1.1-0 ; в) БПК 1.2-0.3; д)БПК 1.3-0.5; ізополі перед вичерпанням несучої здатності для балки: б) БПК 1.1-0 ; г) БПК 1.2-0.3; е)БПК 1.3-0.5; е) схема розміщення реперів компаратора

Для зразка підсиленого без початкового навантаження відбулась концентрація напружень на рівні половини висоти похилого перерізу, як і в не підсиленому зразку, тоді як для підсилених зразків при дії навантаження це не характерно. Такий розподіл деформацій викликаний ефективнішим включенням стрічки в роботу, при підсиленні без дії навантаження. Для інших зразків, підсилення виконували при наявності в елементі значних деформацій розтягу, що призвело до зміни розподілу зусиль в перерізі.

Деформації розтягу бетону, разом з шириною розкриття похилих тріщин, за характером наростання є аналогічними як і для контрольних зразків проте досягають значно вищих значень (рис. 3.13).

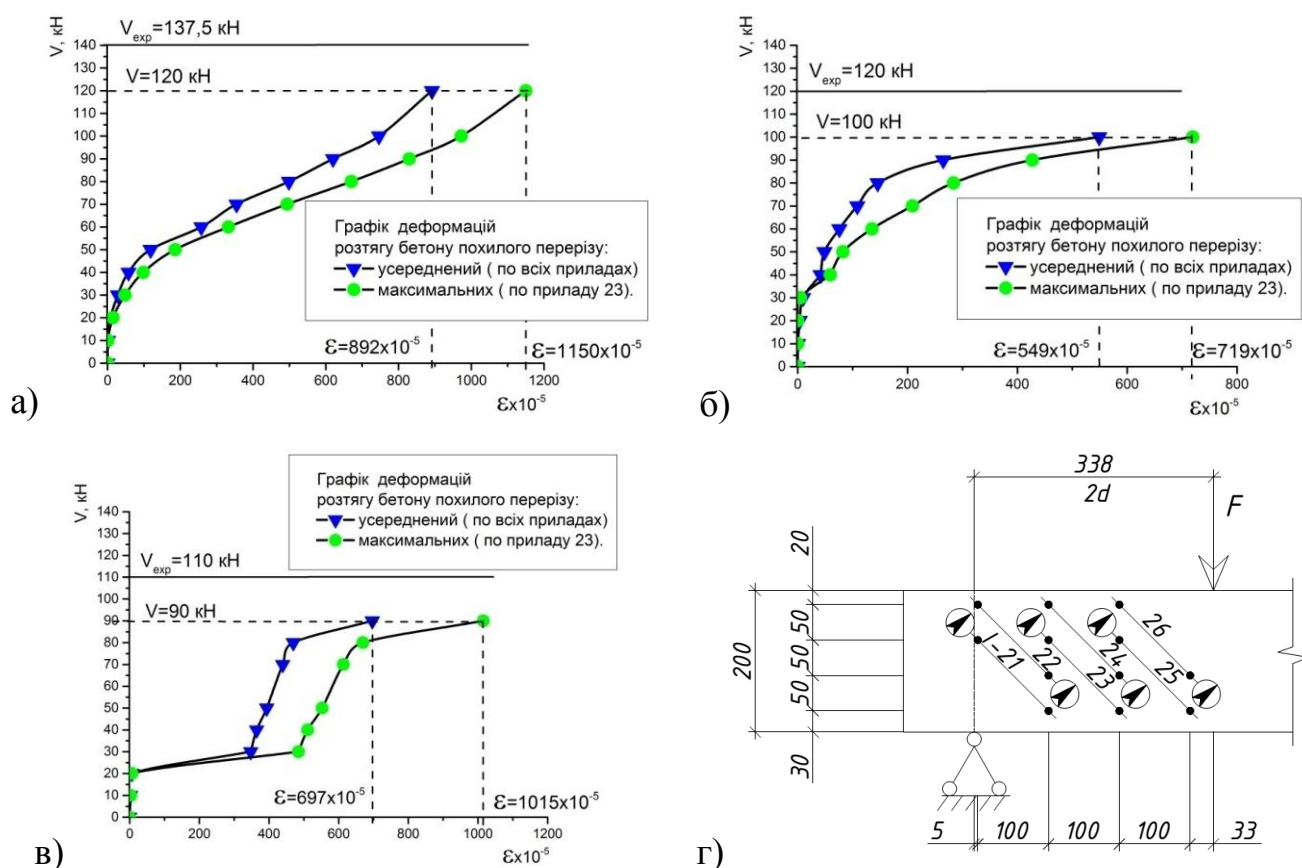


Рис.3.13. Деформації розтягу бетону похилого перерізу балки: а) БПК 1.1-0; б) БПК 1.2-0.3; в) БПК 1.3-0.5

Для балки БПК 1.3-0.5 підсилення виконували вже після розкриття похилої тріщини, про що свідчить стрімке наростання деформацій без збільшення навантаження. Деформації розтягу набувають максимальних значень $\varepsilon = 1150 \times 10^{-5}$

для балки БПК 1.1-0 та зменшуються у відповідності до зменшення несучої здатності похилого перерізу.

Вимір деформацій елемента підсилення виконували в поздовжньому напрямку - напрямку розміщення робочих волокон. Графік деформування волокон стрічки підсилення наведено на рис. 3.14.

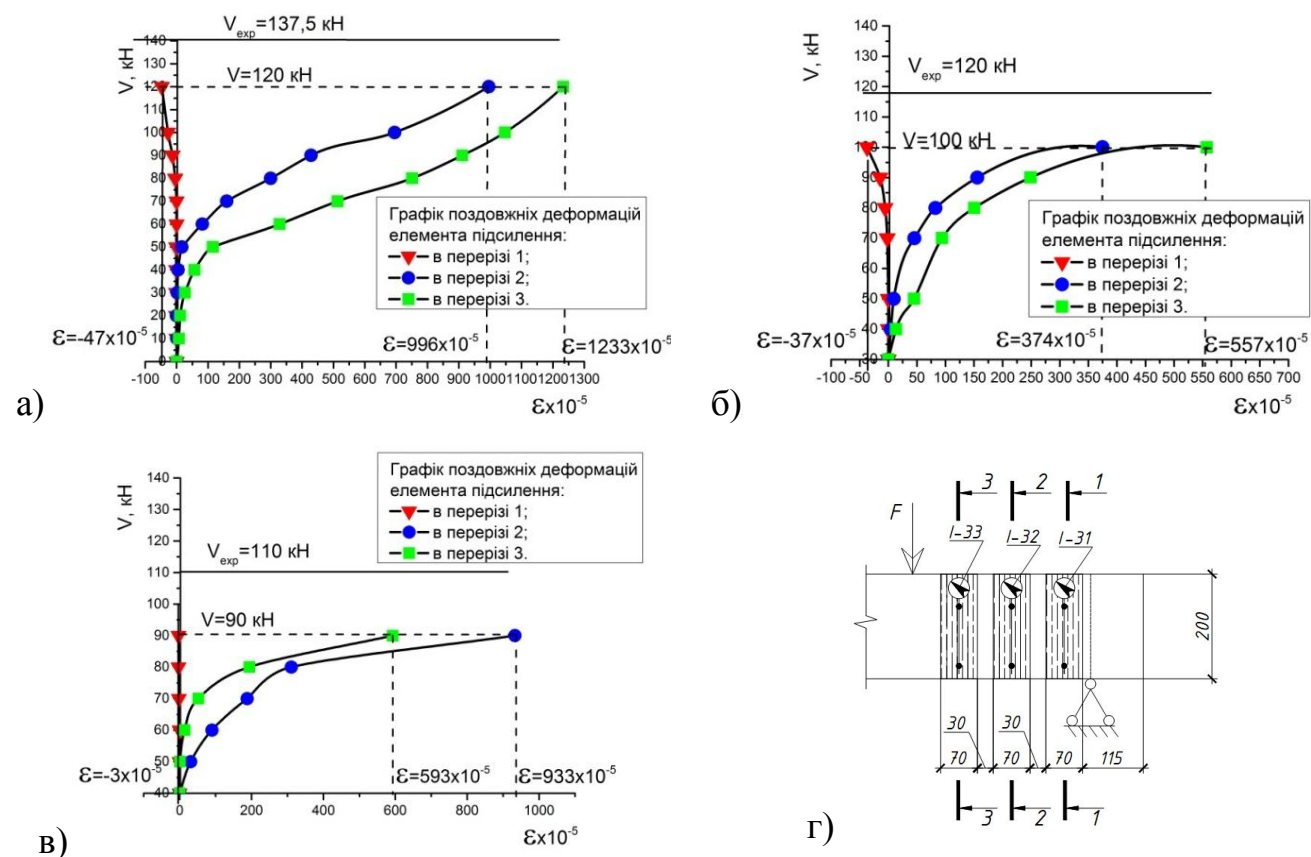


Рис.3.14. Деформації стрічки підсилення: а)БПК 1.1-0; б)БПК 1.2-0.3; в)БПК 1.3-0.5; г) перерізи вимірювання деформацій

Максимальні деформації досягають $\epsilon = 1233 \times 10^{-5}$, що становить 57% від граничного видовження (див. табл.2.4), для балки БПК 1.1-0 Це є дуже високим показником використання стрічки підсилення. З збільшенням рівня навантаження максимальні деформації стрічки підсилення зменшуються і становлять 26% для балки БПК 1.2-0.3 та 43% для балки БПК 1.3-0.5. Деформування елемента підсилення балки БПК 1.2-0.3 показали найнижчі значення, що пов'язано з підсиленням при настанні граничних деформацій розтягу бетону, і включенням в роботу елемента підсилення перед розкриттям похилої тріщини. Під час вичерпання несучої здатності похилого перерізу, тканина підсилення отримувала

значні деформації, які призвели до втрати її початкової довжини, проте розриву тканини не спостерігали.

Використання стрічки деформування, згідно [98], рекомендується проектувати на рівні 40% від її граничних деформацій видовження, на основі чого можна зробити висновок - згідно експериментальних даних, такий тип підсилення є також ефективним способом використання високих фізико-механічних характеристик композитного матеріалу, при підсиленні похилих перерізів.

3.2.3 Описрезультатів дослідження балок 1-ї серії

Результати порівняльного аналізу несучої здатності непідсилених похилих перерізів наведені в табл.3.1.

Табл. 3.1

Несуча здатність похилих перерізів без поперечної арматури

Шифр балки	№ похилого перерізу	Поперечний переріз $b \times h$ мм	Проліт балки l_0 мм	Відносний проліт зрізу, a/d	Несуча здатність з.б. балки на зріз, V_{Ed}^{exp} , кН	Середнє значення несучої здатності, V_{Ed}^{exp} , кН	Збільшення несуч. здат. $\frac{V_{ed}}{V_{ed}^{B31.1}}$
БЗ 1.1	БЗ 1.1.1	201x106	1900	2	97	95	-
	БЗ 1.1.2		1550		93		
БЗ 1.2	БЗ 1.2.1	199x98	1900	1.5	139	140.5	1.48
	БЗ 1.2.2		1750		142		
БЗ 1.3	БЗ 1.3.1	202x98	1900	1	192	198	2.08
	БЗ 1.3.2		1650		204		

Згідно отриманих результатів експериментальних випробовувань зафіксовано збільшення несучої здатності похилих перерізів в 1.48 раз при зменшенні відносного прольоту зрізу від $a/d=2$ до $a/d=1.5$ та при $a/d=1$ збільшення несучої здатності становило 2.08 раз. Такий ефект є характерним при зменшенні відносного прольоту зрізу, як наслідок збільшення зусиль стиску, що діють в перерізі, які ефективно сприймається бетоном.

Збільшення несучої здатності підсилених залізобетонних балок наведено в табл. 3.2.

Несуча здатність підсилених похилих перерізів без поперечної арматури

Шифр балки	№ похилого перерізу	Поперечний переріз $b \times h$ мм	Проліт балки l_0 мм	Відносний проліт зрізу a/d	Несуча здатність з.б. балки на зріз, V_{Ed}^{exp} , кН	Середнє значення несучої здатності, V_{Ed}^{exp} , кН	Збільшення несуч. здат. $\frac{V_{ed}^{підсил}}{V_{ed}^{непідсил}}$
БЗ 1.1	БЗ 1.1.1	201x101	1900	2	97	95	-
	БЗ 1.1.2		1650		93		
БПК 1.1-0	БПК 1.1.1-0	199x100	1900		130	137.5	1.45
	БПК 1.1.2-0		1650		145		
БПК 1.2-0.3	БПК 1.2.1-0.3	200x100	1900		126	120	1.26
	БПК 1.2.2-0.3		1650		117		
БПК 1.3-0.5	БПК 1.3.1-0.5	201x98	1900		116	110	1.16
	БПК 1.3.2-0.5		1650		114		

Максимальний ефект збільшення несучої здатності становив 45% для зразків підсилених без початкового навантаження. Відповідно з збільшенням початкового навантаження ефект підсилення спадає. Для балки підсиленої при рівні $0.3 \cdot V_{Rd}$ ефект підсилення становить 21%, а для БПК 1.3-0.5 – 16%.

Максимальний ефект підсилення є співмірний з збільшенням несучої здатності похилих перерізів при зменшенні відносного прольоту зрізу від $a/d=2$ до $a/d=1.5$ (див. табл. 3.1).

За експлуатаційною придатністю критерієм вичерпання несучої здатності є розкриття похилої тріщини шириною $a_{сгс} = 0.4$ мм. (табл. 3.3).

В результаті випробовувань дослідний зразок БЗ 1.1 досягнув межі експлуатаційної придатності при значенні поперечної сили 80 кН, при зменшенні відносного прольоту зрізу експлуатаційна придатність дослідних зразків зростала та становить для БЗ 1.2 – 1.38 раз та БЗ 1.3 - 1.88 раз. Ефект збільшення несучої здатності, за експлуатаційною придатністю є аналогічним до несучої здатності похилих перерізів, і близькими по значенню. Необхідно зауважити, що у всіх зразках розкриття граничної тріщини відбувається незадовго до вичерпання

несучої здатності похилого перерізу. Проте максимальні значення тріщин зафіксовані на рівні 0.6...0.8 мм, що вказує на стрімке зростання ширини розкриття тріщини після втрати експлуатаційної придатності зразків.

Табл. 3.3

Експлуатаційна придатність похилих перерізів без поперечної арматури

Шифр балки	№ похилого перерізу	Ширина розкриття похилої тріщини, мм.	Несуча здатність з.б. балки на зріз, V_{Ed}^{exp} , кН	Середнє значення несучої здатності, V_{Ed}^{exp} , кН	Збільшення несуч. здат., $\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}^{B31.1}}$
БЗ 1.1	БЗ 1.1.1	0.4	80	80	-
	БЗ 1.1.2		80		
БЗ 1.2	БЗ 1.2-1		120	110	1.38
	БЗ 1.2-2		100		
БЗ 1.3	БЗ 1.3-1		140	150	1.88
	БЗ 1.3.2		160		

Для підсилених зразків також було проаналізовано несучу здатність за експлуатаційною придатністю.

Характер та величини збільшення експлуатаційної придатності зразків підсилених композитною системою також є близьким за значеннями вичерпання несучої здатності. Проте тут спостерігали розкриття граничної ширини похилої тріщини $a_{crc} = 0.4$ мм рівні при навантаженні на 20...30 кН нижчому від втрати несучої здатності похилим перерізом. Також максимальні значення розкриття тріщини становлять 0.5...0.6 мм. для зразків БПК 1.1-0 та БПК 1.2-0.3, та 0.7 мм – для БПК 1.3-0.5. На поверхні тканини граничні значення ширини розкриття тріщин становлять $a_{crc} = 0.2$ мм, що є значно меншим за граничні. Різкий приріст ширини розкриття тріщин з візуальним проявом композитної тканини спостерігається при фізичному руйнуванні дослідних зразків.

Результати експериментальних даних несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок за експлуатаційною придатністю наведені в табл. 3.4.

Експлуатаційна придатність підсилених похилих перерізів без поперечної арматури

Шифр балки	№ похилого перерізу	Ширина розкриття похилої тріщини, мм.	Несуча здатність з.б. балки на зріз, V_{Ed}^{exp} , кН	Середнє значення несучої здатності, V_{Ed}^{exp} , кН	Збільшення несуч. здат., $\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}^{B31.1}}$ %
БЗ 1.1	БЗ 1.1.1	0.4	80	80	-
	БЗ 1.1.2		80		
БПК 1.1-0	БПК 1.1.1-0		120	110	1.38
	БПК 1.1.2-0		100		
БПК 1.2-0.3	БПК 1.2.1-0.3		100	100	1.25
	БПК 1.2.2-0.3		100		
БПК 1.3-0.5	БПК 1.3.1-0.5		90	90	1.13
	БПК 1.3.2-0.5		90		

Слід зауважити, що ширину похилої тріщини замірювали на поверхні бетону між елементами підсилення. В захисному шарі стрічки підсилення ширина розкриття тріщин не перевищувала 0,25 мм, проте на поверхні зафіксовано цілу сітку таких тріщин рис. 3.15.

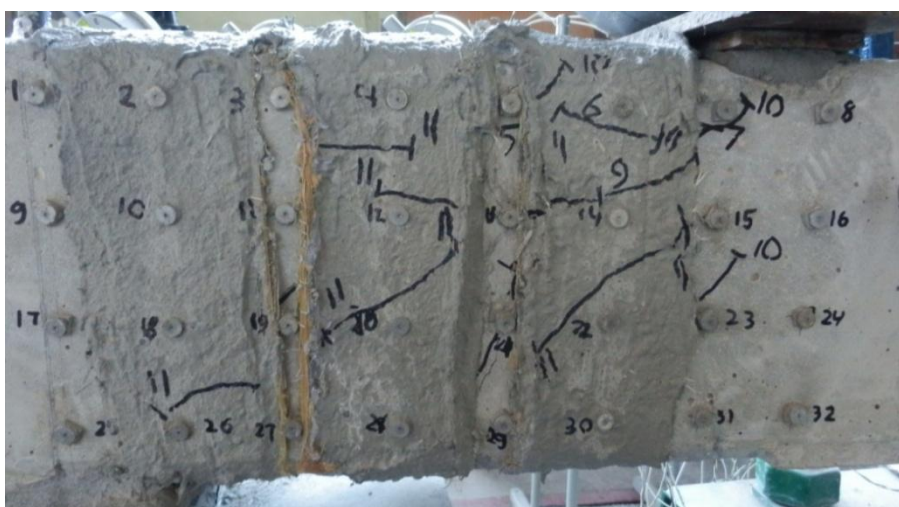


Рис. 3.15. Поширення тріщин по поверхні елемента підсилення

3.3 Дослідження похилих перерізів залізобетонних балок з поперечною арматурою (2-а серія)

3.3.1 Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок без підсилення

Згідно програми експериментальних досліджень 10 залізобетонних балок другої серії армували поперечною арматурою $\varnothing 8$ з кроком 100 мм. Такий тип армування прийнятий з вимог [7], як мінімальне несуче армування похилого перерізу. Проведено 3 випробування контрольних взірців, із змінним відносним прольотом зрізу, котрий набував значень $a/d=2$, $a/d=1.5$ та $a/d=1$, що є аналогічним як і в контрольних взірцях без поперечного армування. Критерієм вичерпання несучої здатності прийнято досягнення граничних значень деформацій стиснутої зони бетону над похилою тріщиною в напрямку головних стискаючих напружень [8]. Досягнення граничних деформацій в поперечному армуванні не можна приймати як критерій вичерпання несучої здатності, оскільки в арматурі відбувається зріз стержня, що призводить до настання межі текучості раніше від настання граничних деформацій арматури.

Випробувані дослідні зразки наведено на рис 3.16-3.18.

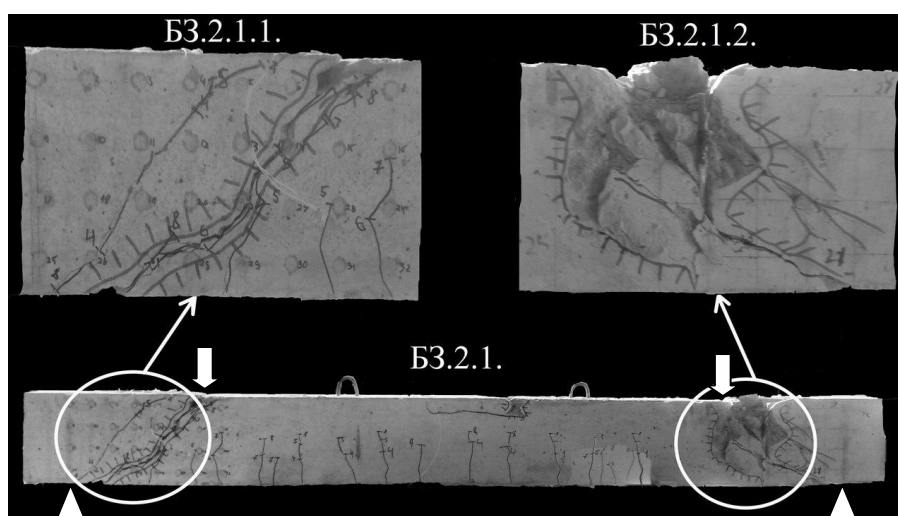


Рис. 3.16. Випробуваний дослідний зразок БЗ 2.1

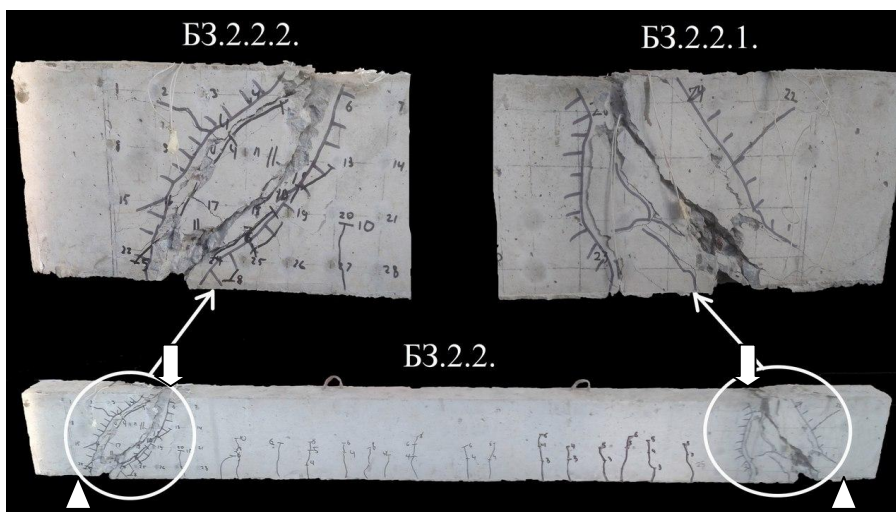


Рис. 3.17. Випробуваний дослідний зразок БЗ 2.2

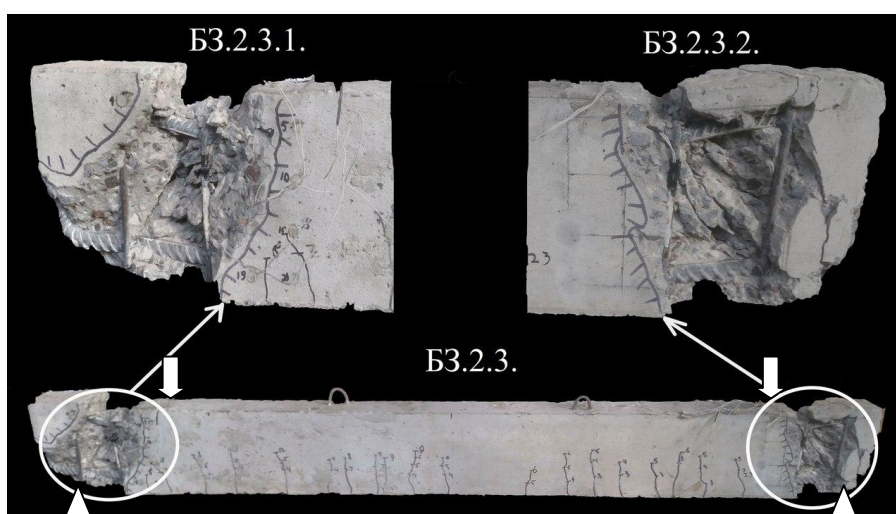


Рис. 3.18. Випробуваний дослідний зразок БЗ 2.3

Дослідні зразки руйнувались крихко, з настанням граничних деформацій в стиснутій зоні бетону[20]. Руйнування проходило за аналогічним типом, як і для зразків 1-ї серії: відбулось зрізання однієї частини бетону відносно іншої.

В балках було зауважено, що поширення тріщин відбувалось в наступному порядку:

- розкриття похилої тріщини під кутом 45° до поздовжньої осі балки при навантаженні рівному $V_{Ed} = 50 \dots 60$ кН;
- поширення похилої тріщини по висоті похилого перерізу, до стиснутої зони бетону шириною розкриття $a_{erc} = 0.05 \dots 0.15$ мм;
- розкриття руйнівної похилої тріщини від точки обпирання в напрямку точки прикладання навантаження;

- поширення руйнівної тріщини, по всій висоті перерізу, набуття нею граничних значень розкриття.

Такий тип поширення тріщин характерний для зразка БЗ 2.1. В зразках БЗ 2.2 та БЗ 2.3 розкривалась лише одна тріщина, яка і була руйнівною (рис. 3.19).

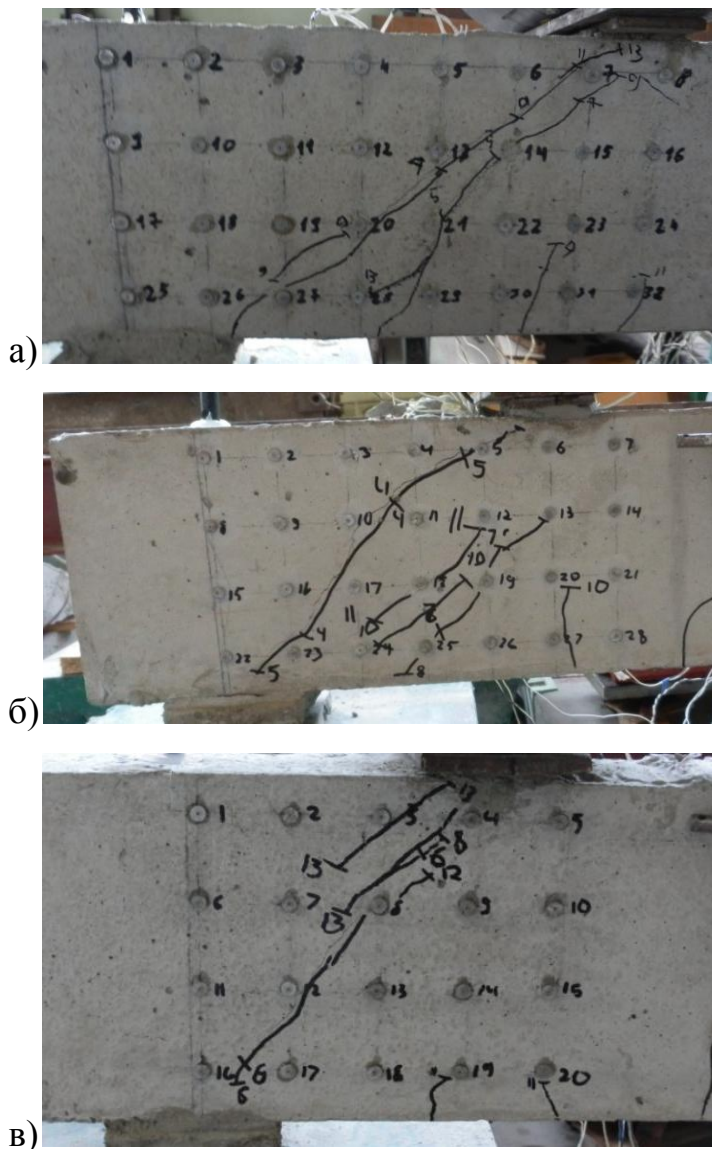


Рис.3.19. Поширення похилих тріщин в зразку: а) БЗ 2.1; б) БЗ 2.2; в)БЗ 2.3

Несуча здатність залізобетонних балок на дію поперечної сили становила: для БЗ 2.1 - $V_{Ed} = 148.5$ кН, БЗ 2.2 - $V_{Ed} = 182.5$ кН та БЗ 2.3 при значенні $V_{Ed} = 258.5$ кН. Збільшення несучої здатності залізобетонних балок відбулось за рахунок додаткового поперечного армування в межах 42...62,5 кН, що надає збільшення несучої здатності на 23%, в порівнянні з аналогічними дослідями похилих перерізів без поперечного армування.

Деформування бетону похилого перерізу наведено на рис. 3.20 та характеризується збільшенням лінійної залежності «навантаження-деформації» з зменшенням відносного прольоту зрізу. Поперечне армування стримує приріст деформацій, сприймаючи їх частину. Деформації розтягу в 2...4 раз менші при тому ж рівні навантаження в порівнянні з дослідними зразками без поперечного армування. Загалом бетон набуває аналогічних максимальних значень деформативності, як і для зразків без поперечної арматури.

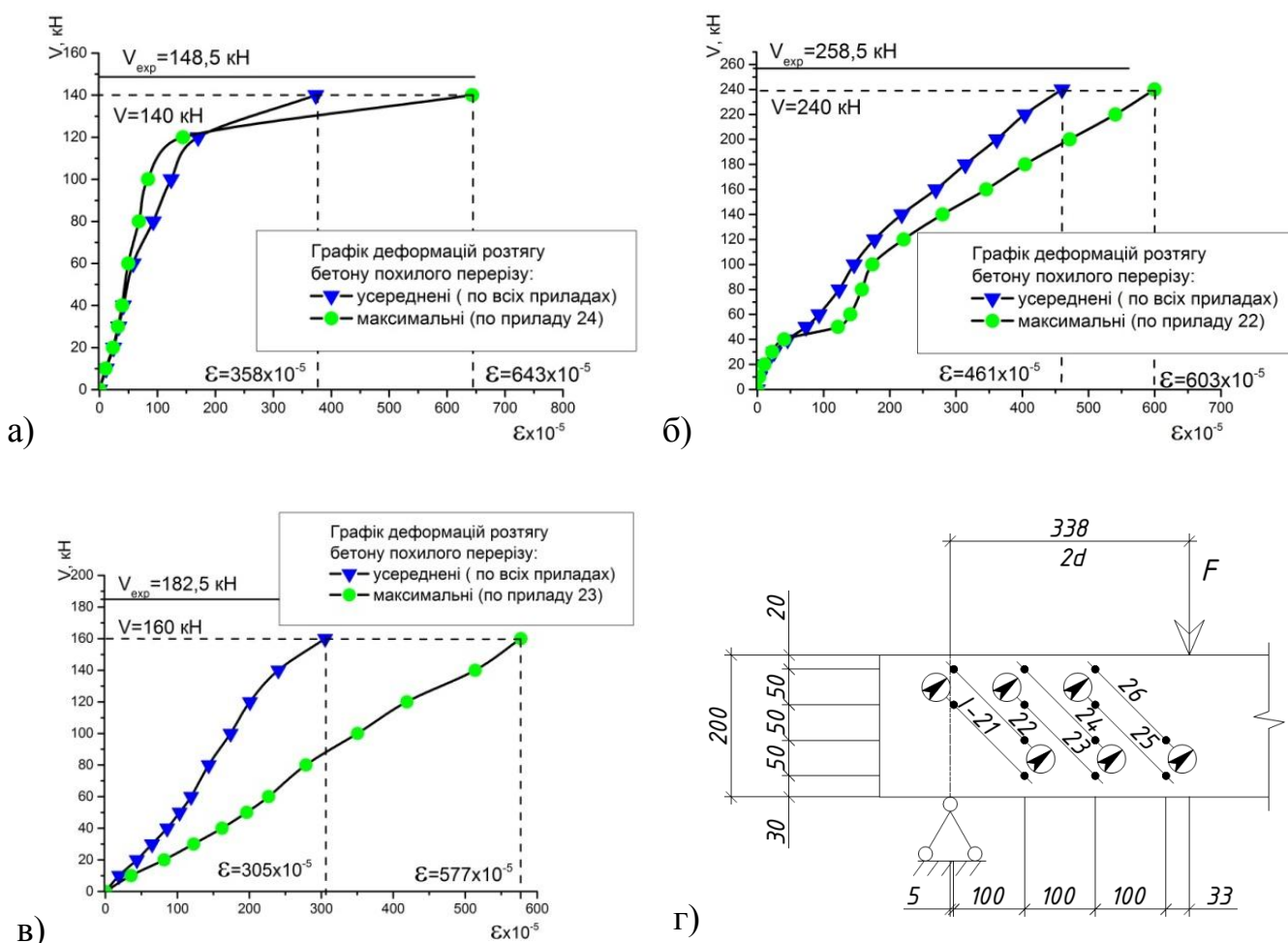


Рис.3.20. Деформації бетону похилого перерізу балки: а) БЗ 2.1; б) БЗ 2.2; в) БЗ 2.3

Деформування поперечної арматури в похилому перерізі замірювали в поздовжньому напрямку, з допомогою тензорезисторів (рис. 3.21). В жодній з дослідних балок не було досягнуто текучості поперечної арматури. При зменшенні відносного прольоту зрізу в похилому перерізі на несучу здатність

збільшувався вплив бетону та поздовжнього армування, тоді як деформування поперечної арматури залишалось в тих самих межах $\varepsilon = 201...299 \times 10^{-5}$.

Розподіл напружень в армованих похилих перерізах характеризується більшими значеннями деформацій розтягу в елементах та концентрацією максимальних, в зоні дії максимальних напружень розтягу (рис. 3.21). Зі зменшенням відносного прольоту зрізу відбувається концентрація напружень навколо розкриття однієї похилої тріщини.

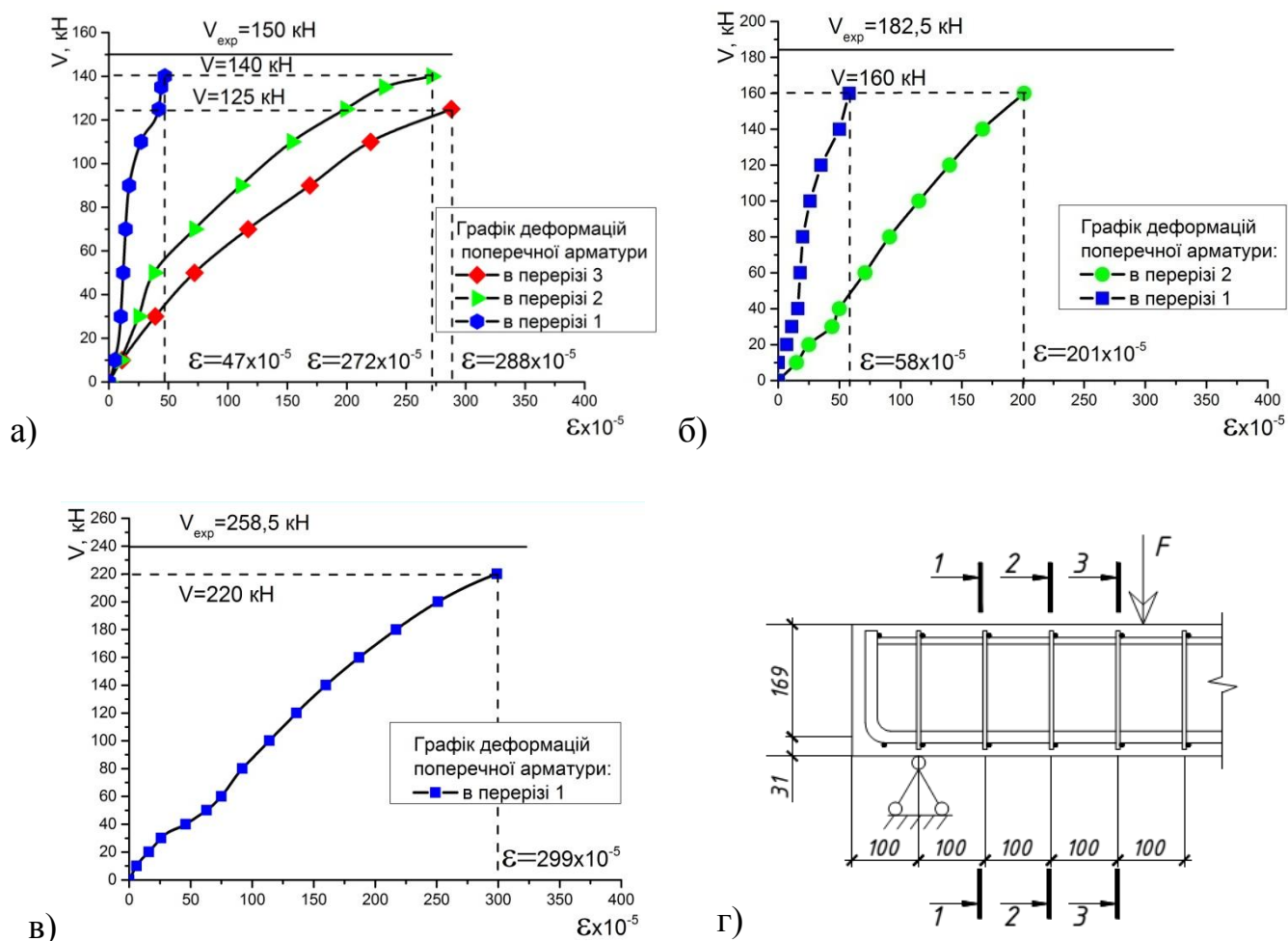


Рис.3.21. Деформації поперечної арматури балки: а) БЗ 2.1; б) БЗ 2.2; в) БЗ 2.3; г) перерізи вимірювання деформацій

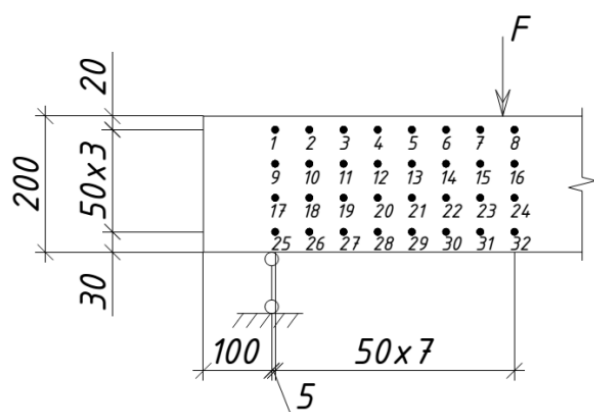
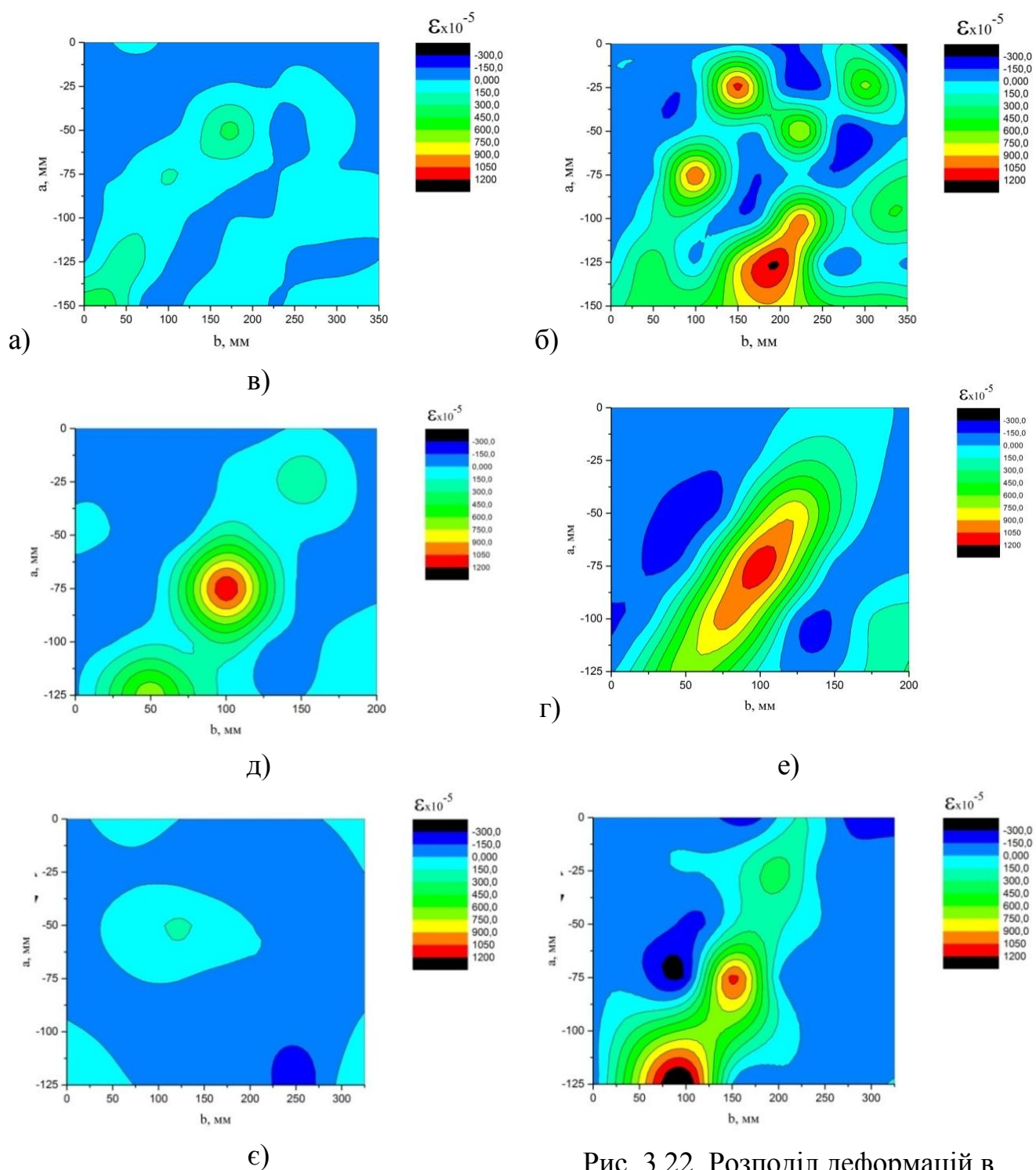


Рис. 3.22. Розподіл деформацій в похилому перерізу: ізополя перед розкриттям похилої тріщини для балки: а) БЗ 2.1 ; в) БЗ 2.2; д)БЗ 2.3; ізополя перед вичерпанням несучої здатності для балки: б) БЗ 2.1 ; г) БЗ 2.2; е)БЗ 2.3; е) схема розміщення реперів компаратора

Розподіл деформацій в бетоні похилих перерізів з поперечною арматурою має подібний характер як і в зразках без поперечного армування. Таким чином можна сказати що характер розподілу напружень в бетоні не залежить від наявності чи відсутності поперечного армування.

3.3.2 Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок підсилених за різними схемами

Випробування 7 підсилених залізобетонних балок відбувалось згідно 4 схем підсилення, за різних рівнів навантаження згідно програми досліджень.

Перший етап досліджень передбачав випробування похилих перерізів підсилених вертикальними смужками без початкового навантаження та за дії навантаження рівного 0.3, 0.5, 0.7 від експериментальної несучої здатності контрольних зразків.

На другому етапі досліджували різні типи підсилення, виконані при рівні навантаження 0.5 від несучої здатності контрольних зразків.

Руйнування дослідних зразків відбулось за аналогічним типом як і в підсилених балках без поперечної арматури (рис. 3.23-3.26):

- розкриття похилої тріщини граничної ширини ($a_{crc} = 0.4$ мм) на поверхні бетону;
- поширення похилої тріщини до стиснутої зони бетону та поява сітки тріщин шириною розкриття $a_{crc} = 0,05...0,2$ мм на поверхні системи підсилення;
- руйнування бетону похилого перерізу в зоні дії головних розтягуючих напружень та відшарування системи підсилення в цій зоні;
- пластичне деформування поперечної арматури та руйнування бетону стиснутої зони, значні деформації тканини підсилення, котрі можна візуально помітити внаслідок порушення захисного шару.

В окремих випадках досягнуто значного видовження тканини підсилення (рис. 3.25) при фізичному руйнуванні зразків, проте тканина залишалась нерозірваною.

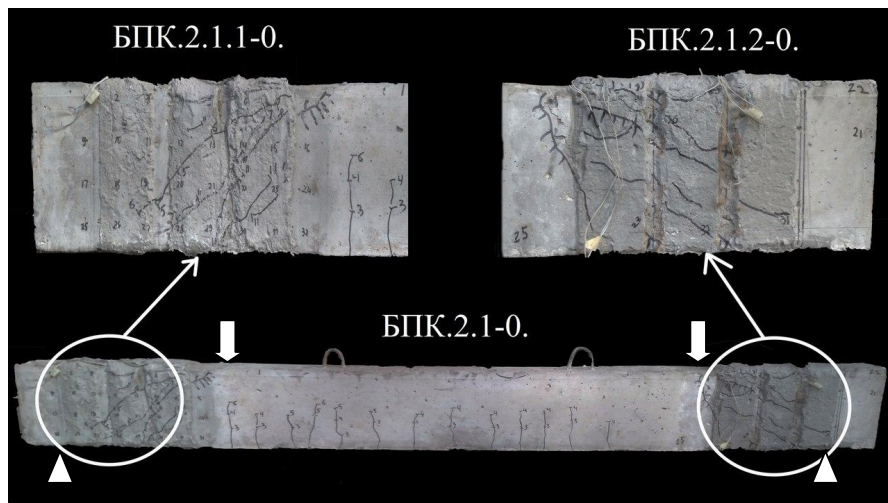


Рис. 3.23. Випробуваний дослідний зразок БПК 2.1-0

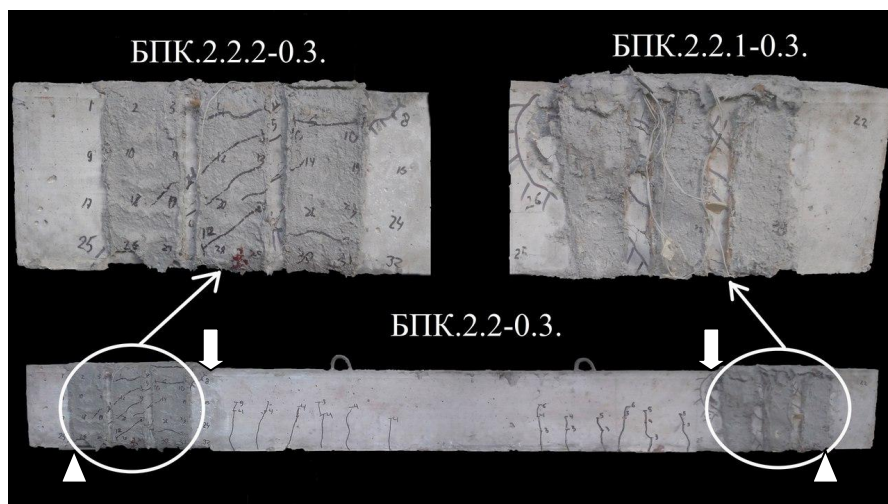


Рис. 3.24. Випробуваний дослідний зразок БПК 2.2-0.3

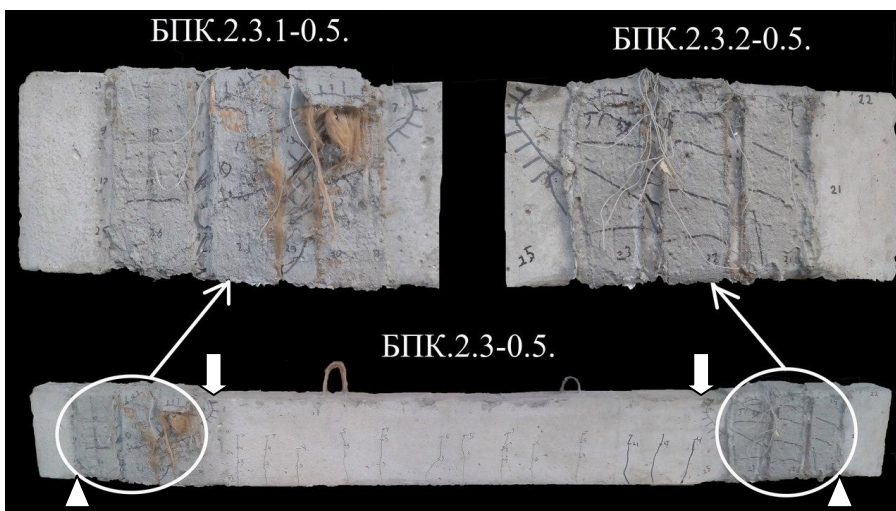


Рис. 3.25. Випробуваний дослідний зразок БПК 2.3-0.5

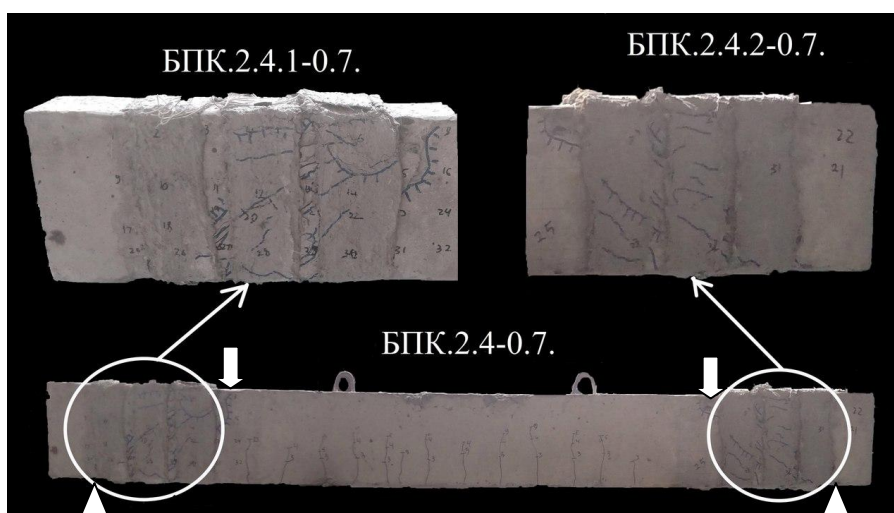


Рис. 3.26. Випробуваний дослідний зразок БПК 2.4-0.7

Для зразків підсилених повною тканиною та смужками під кутом до поверхні (рис.3.27-3.29), характерно збереження поверхні бетону, проте наявні значні деформації розтягу елемента підсилення, прояву несучого волокна. Викришування фібри стиснутої зони бетону значною мірою стримувалось нанесеним мінеральним цементним розчином. Також відсутні видимі ознаки пластичного деформування каркасу дослідного елемента.

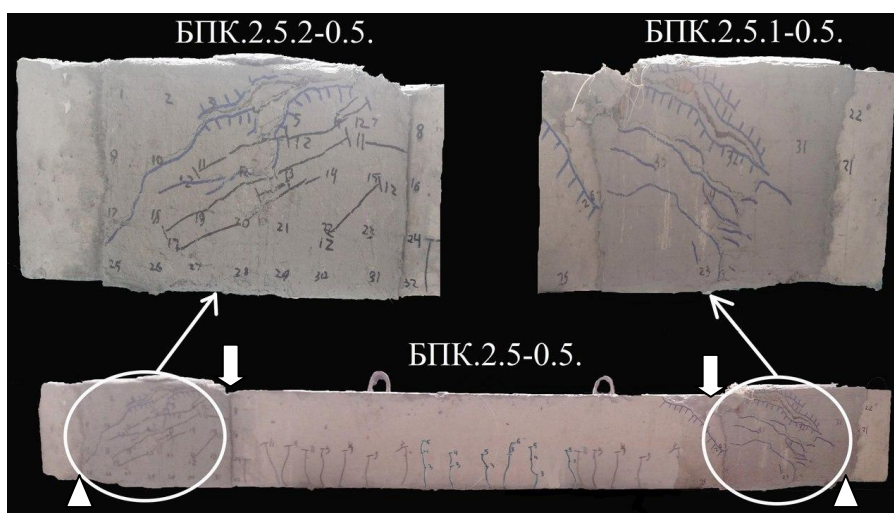


Рис. 3.27. Випробуваний дослідний зразок БПК 2.5-0.5пс

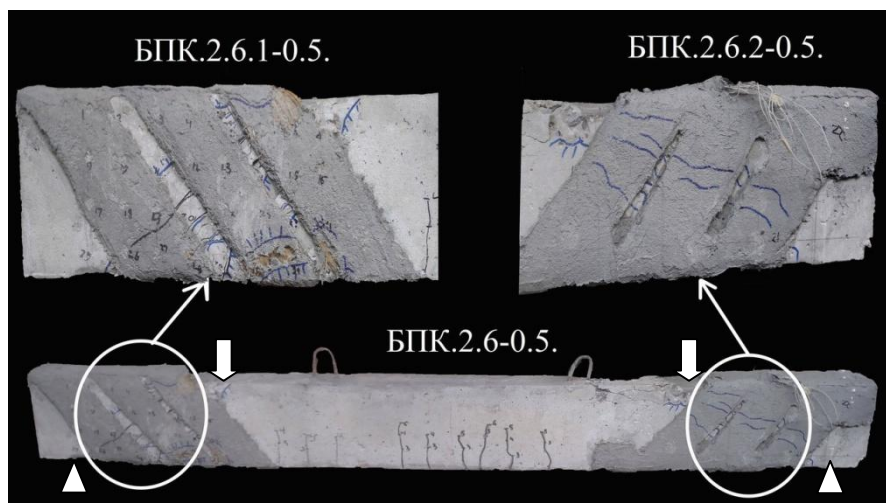


Рис. 3.28. Випробуваний дослідний зразок БПК 2.6-0.5к

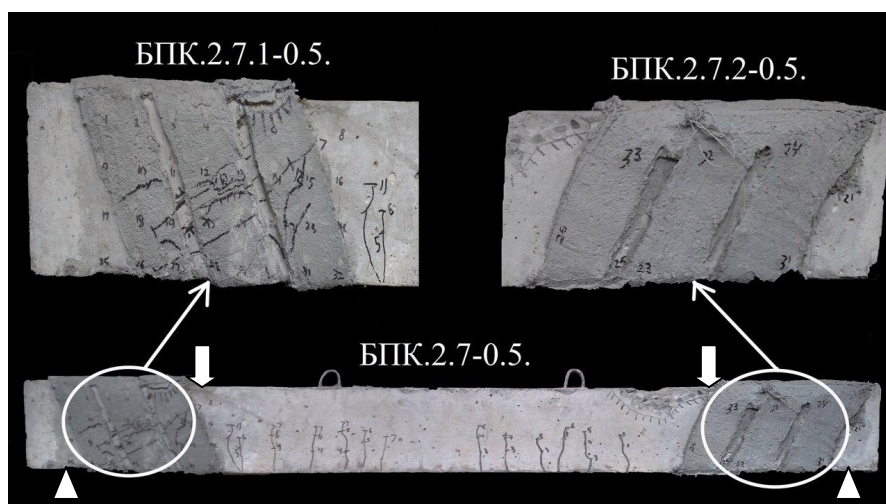


Рис. 3.29. Випробуваний дослідний зразок БПК 2.7-0.5нс

Візуальними ознаками вичерпання несучої здатності є незначне викришування стиснутої зони бетону зі сторони прикладання навантаження, де відсутнє підсилення та залишковий прогин балки, який становить $f = 1...3$ мм.

Деформації розтягу бетону похилого перерізу мають вигляд нелінійної залежності та наведені на рис. 3.30.

Для балок БПК 2.2-0.3 і БПК 2.3-0.5 максимальні деформації бетону знаходяться в однакових межах, оскільки вони підсилені за низького рівня навантаження. БПК 2.4-0.7 має відчутно нижчі максимальні деформації розтягу $\varepsilon = 618 \times 10^{-5}$, що є менше, ніж в непідсилені балці $\varepsilon = 643 \times 10^{-5}$. БПК 2.1-0 показали

також низьку деформативність, що пов'язано з включенням в роботу елемента підсилення одночасно з бетоном похилого перерізу.

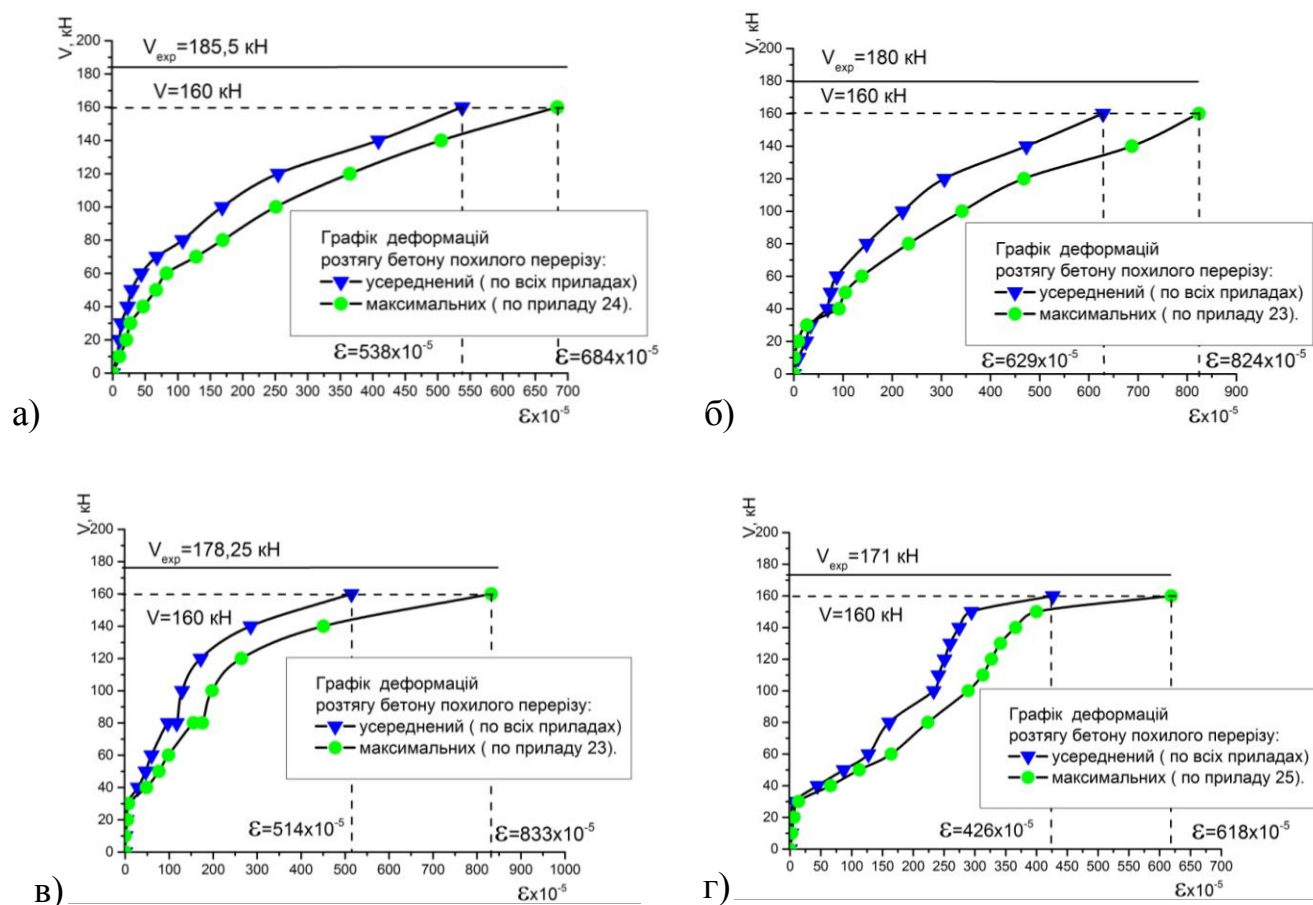


Рис.3.30. Деформації бетону похилого перерізу балки: а) БПК 2.1-0; б) БПК 2.2-0.3; в) БПК 2.3-0.5; г) БПК 2.4-0.7

Найменші значення деформацій розтягу бетону похилого перерізу зафіксовано для дослідного зразка БПК 2.6-0.5кс $\varepsilon = 447 \times 10^{-5}$ - балка підсилена смужками під кутом 45° , а несуча здатність становить 185 кН. Для зразка БПК 2.7-0.5нс з найбільшою несучою здатністю 212,5 кН максимальні деформації бетону похилого перерізу становлять $\varepsilon = 802 \times 10^{-5}$.

Деформації поперечного армування для балок БПК 2.1-0 та БПК 2.2-0.3 мають однаковий характер поширення (рис. 3.32).

Найбільші деформації зафіксовано в перерізах 2 та 3 (рис. 3.32г) і досягають максимальних деформацій розтягу на рівні $\varepsilon = 385 \times 10^{-5}$. Це пов'язано з досягненням головних розтягуючих зусиль максимальних значень. В той час як в перерізі 3 можливі стискувальні зусилля.

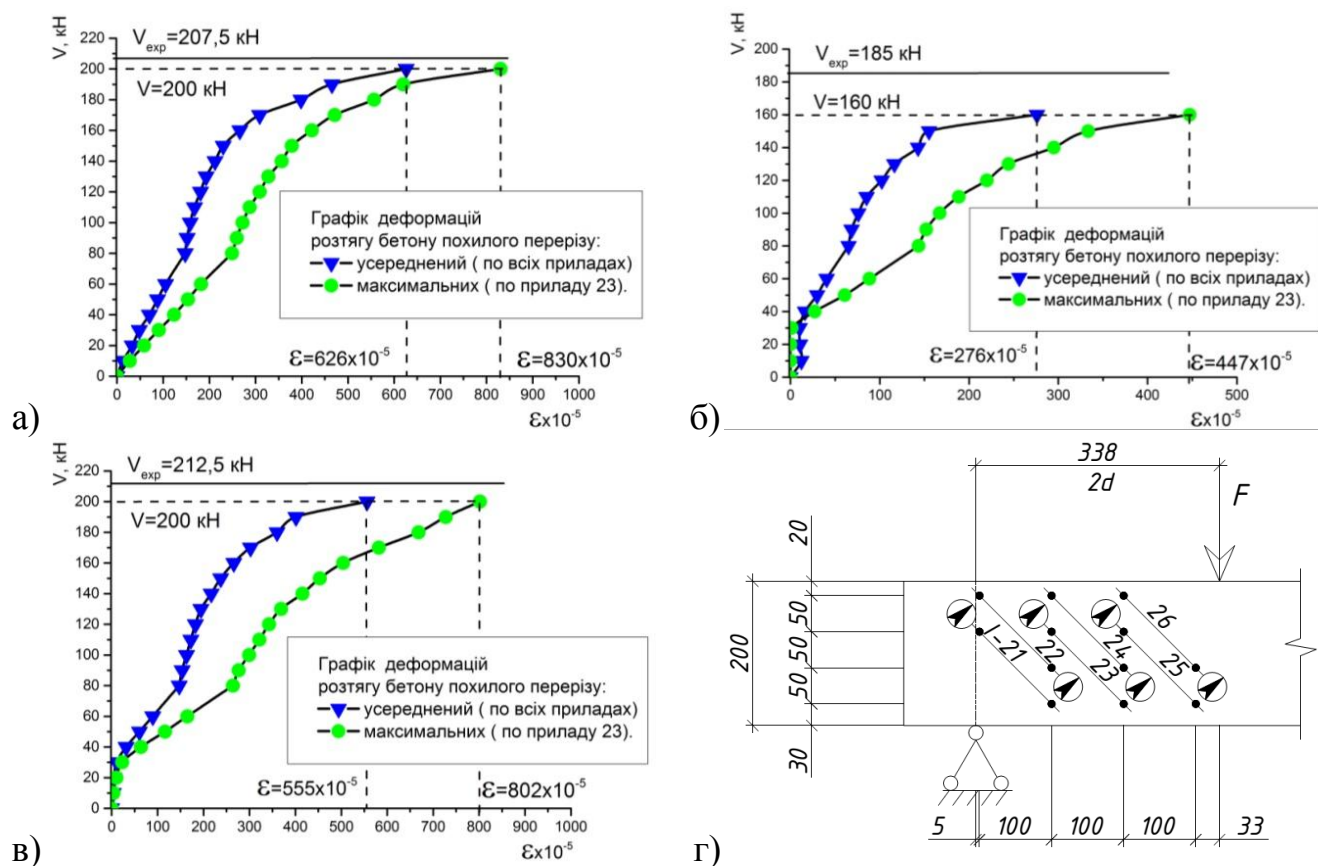


Рис.3.31. Деформації бетону похилого перерізу балки: а) БПК 2.5-0.5пс; б) БПК 2.6-0.5кс; в) БПК 2.7-0.5нс; г) схема розташування приладів на поверхні бетону

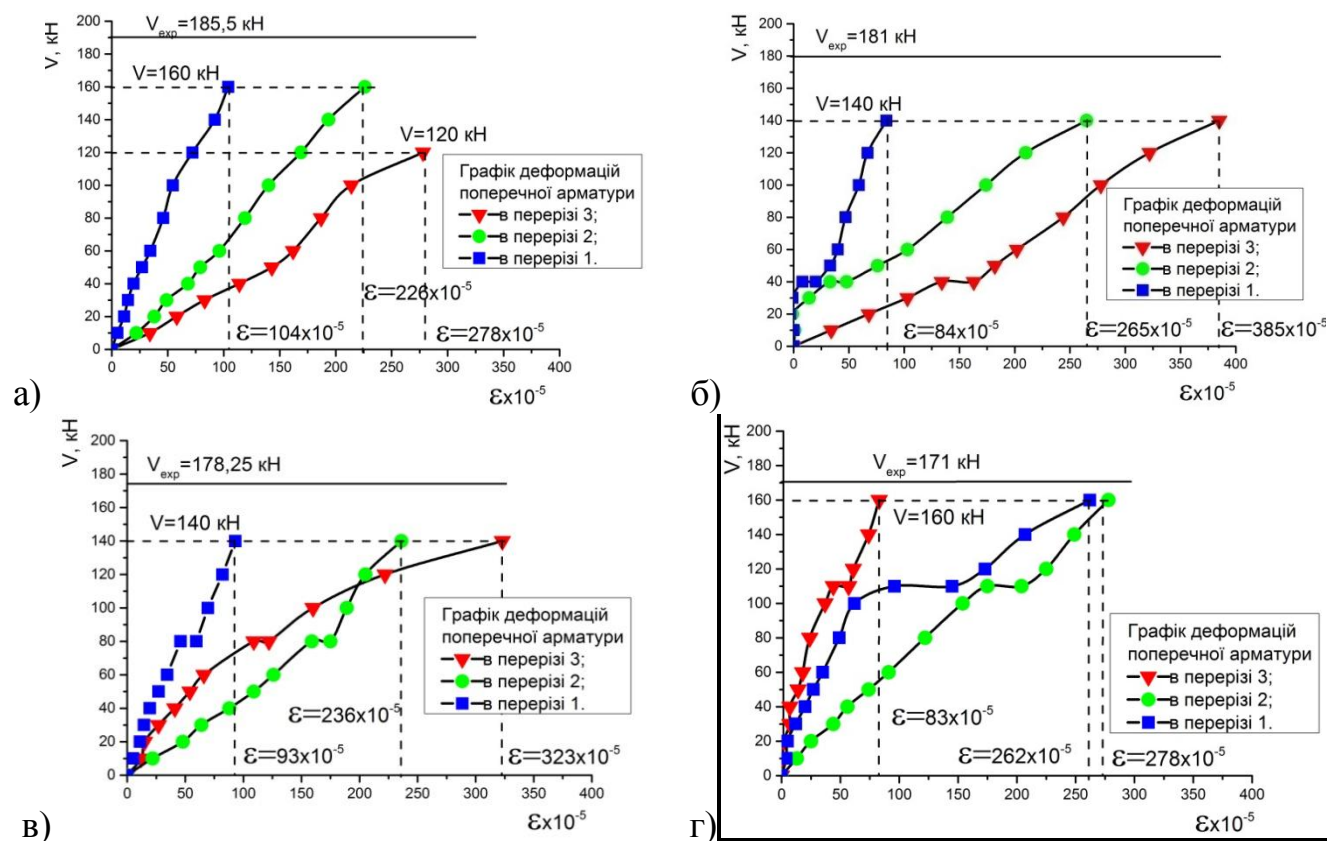


Рис.3.32. Деформації поперечного армування балки: а) БПК 2.1-0; б) БПК 2.2-0.3; в) БПК 2.3-0.5; г) БПК 2.4-0.7

Для балок БПК 2.5-0.5пс, БПК 2.6-0.5кс та БПК 2.7-0.5нс в поперечній арматурі виникали менші деформації при більшій поперечній силі в перерізі (рис. 3.33).

Фіксування тканини під кутом до осі балки призвело до появи стискуючих зусиль в крайній арматурі у всіх дослідях. Такий ефект спричинений внаслідок обгортання зовнішнім армуванням торця дослідного зразка. При прикладанні зусиль зовнішнє армування «обтискало» верхню грань балки, приводячи до стиску внутрішньої сталеві арматури.

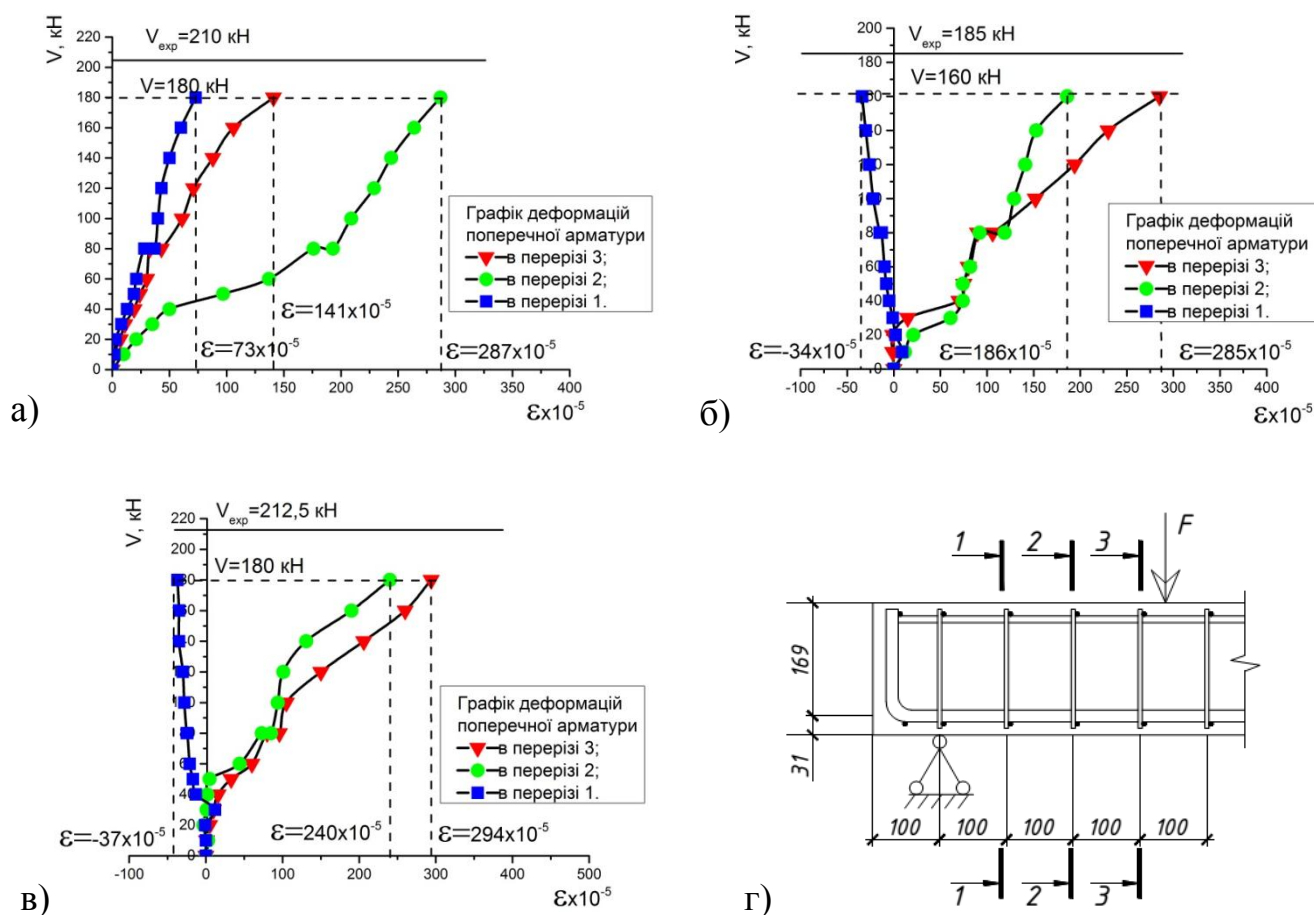


Рис.3.33. Деформації поперечного армування балки: а) БПК 2.5-0.5пс; б) БПК 2.6-0.5кс; в)БПК 2.7-0.5нс;г) перерізи вимірювання деформацій

Відбулось зменшення наростання деформацій поперечного армування, що є наслідком ефективного включення елемента підсилення в роботу. Найбільші деформації Р.В.О. тканини характерні для дослідної балки БПК 2.2-0.3 (рис. 3.34б) $\varepsilon = 831 \times 10^{-5}$ при підсиленні за схемою 1 (вертикальними смужками), що становить 39% від максимального видовження стрічки.

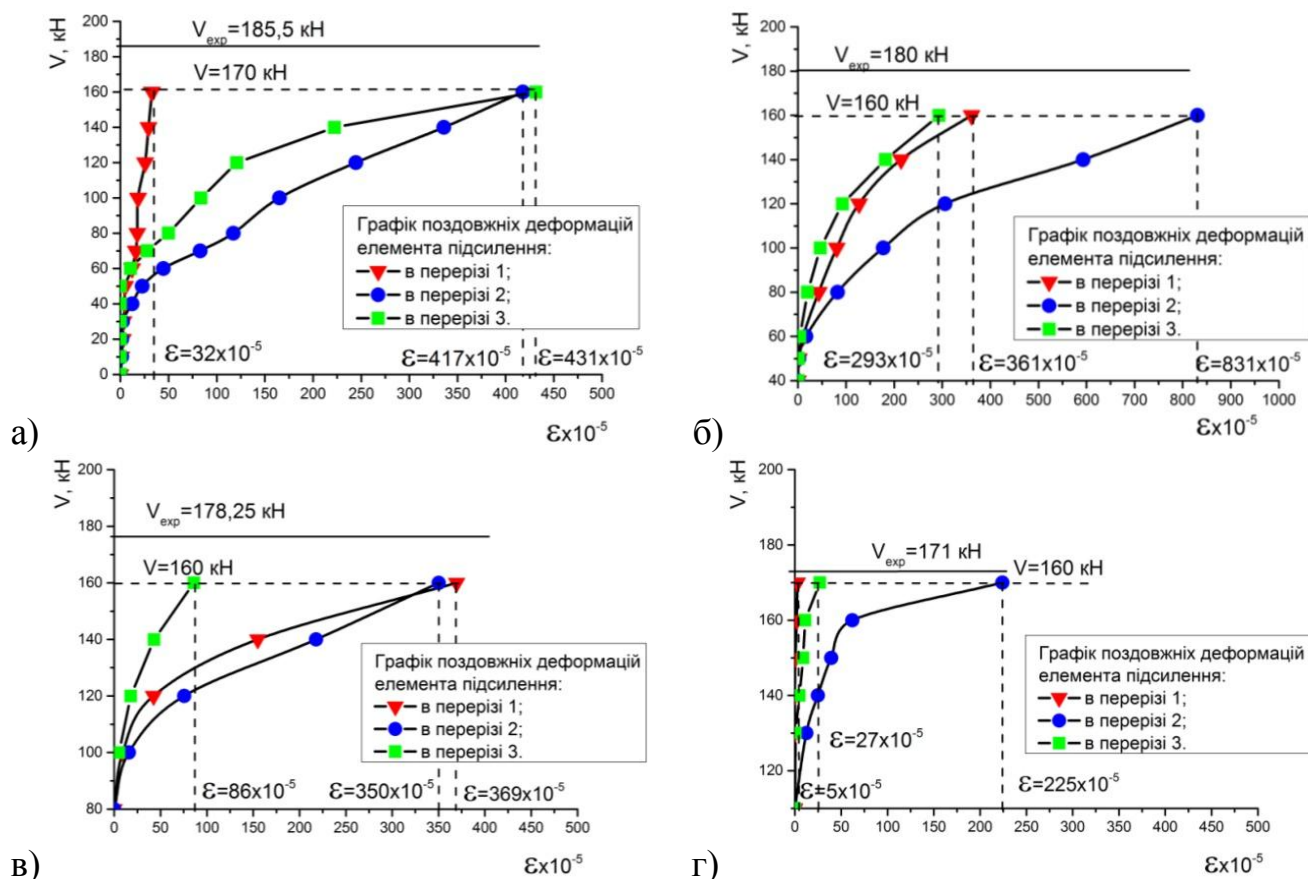


Рис.3.34. Деформації елемента підсилення балки: а) БПК 2.1-0; б) БПК 2.2-0.3; в) БПК 2.3-0.5; г) БПК 2.4-0.7

Такий ефект є наслідком підсилення в момент, перед появою похилої тріщини – міцність бетону на розтяг вже фактично вичерпана і основний приріст деформацій відбувається в зоні розвитку похилої тріщини. З збільшенням рівня навантаження ефект використання стрічки зменшується внаслідок розвитку пластичних деформацій в похилому перерізі – розкриття і поширення похилої тріщини. При підсиленні за рівня $0.5 \cdot V_{exp}$ стрічка ще включається в роботу максимально ефективно, сприймаючи фактично такі ж деформації $\varepsilon = 369 \times 10^{-5}$, як і без початкового навантаження $\varepsilon = 417 \times 10^{-5}$. Використання підсилення за підсилення на рівні 0.7 від несучої здатності контрольних зрізків, показує що лише одна смужка ефективно включилась в роботу. Основну частину деформацій елемент підсилення сприйняв в перед руйнівному стані похилого перерізу.

Деформації тканини підсилення в балці БПК 2.5-0.5пс вимірювали в тих самих перерізах, що і для підсилення вертикальними смужками (рис. 3.35г), а для

зразків БПК 2.6-0.5кс та БПК 2.7-0.5нс перерізи заміру деформацій розташовували під кутом аналогічним до наклеювання стрічки, в такій самій послідовності розміщення.

Деформації тканини підсилення в балках БПК 2.5-0.5пс, БПК 2.6-0.5кс та БПК 2.7-0.5нс знаходяться в дуже близьких межах $\varepsilon = 354...465 \times 10^{-5}$ (рис. 3.35), що є значно меншим від деформування стрічки балки БПК 2.2-0.3.

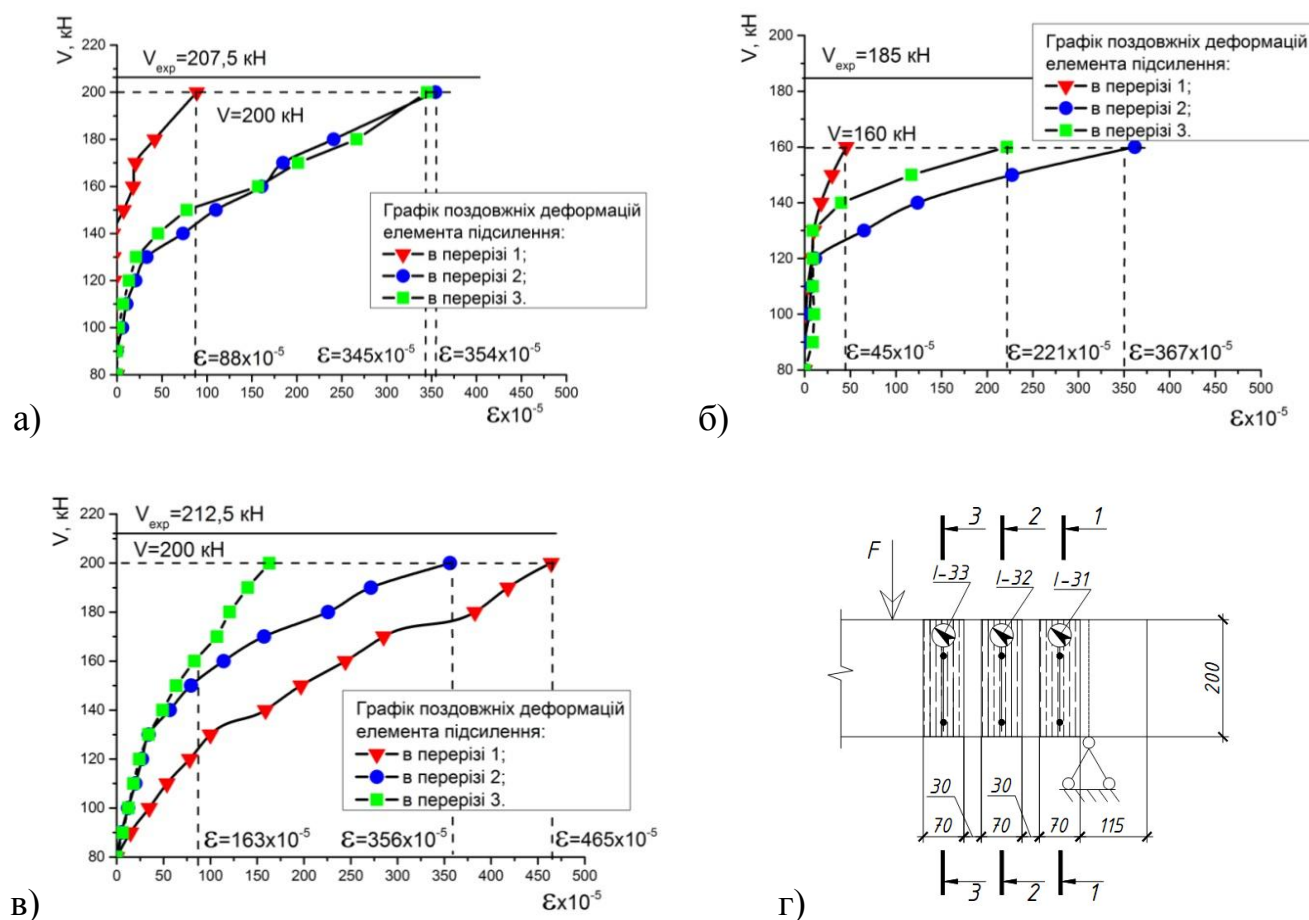


Рис.3.35. Деформації елемента підсилення балок: а) БПК 2.5-0.5пс; б) БПК 2.6-0.5кс; в) БПК 2.7-0.5нс; г) переріз вимірювання деформацій елемента підсилення

Максимальні деформації бетону в похилому перерізі також вказані на ізополях деформацій балки БПК 2.2-0.3 з їх поширенням вздовж розкриття похилої тріщини (рис. 3.36).

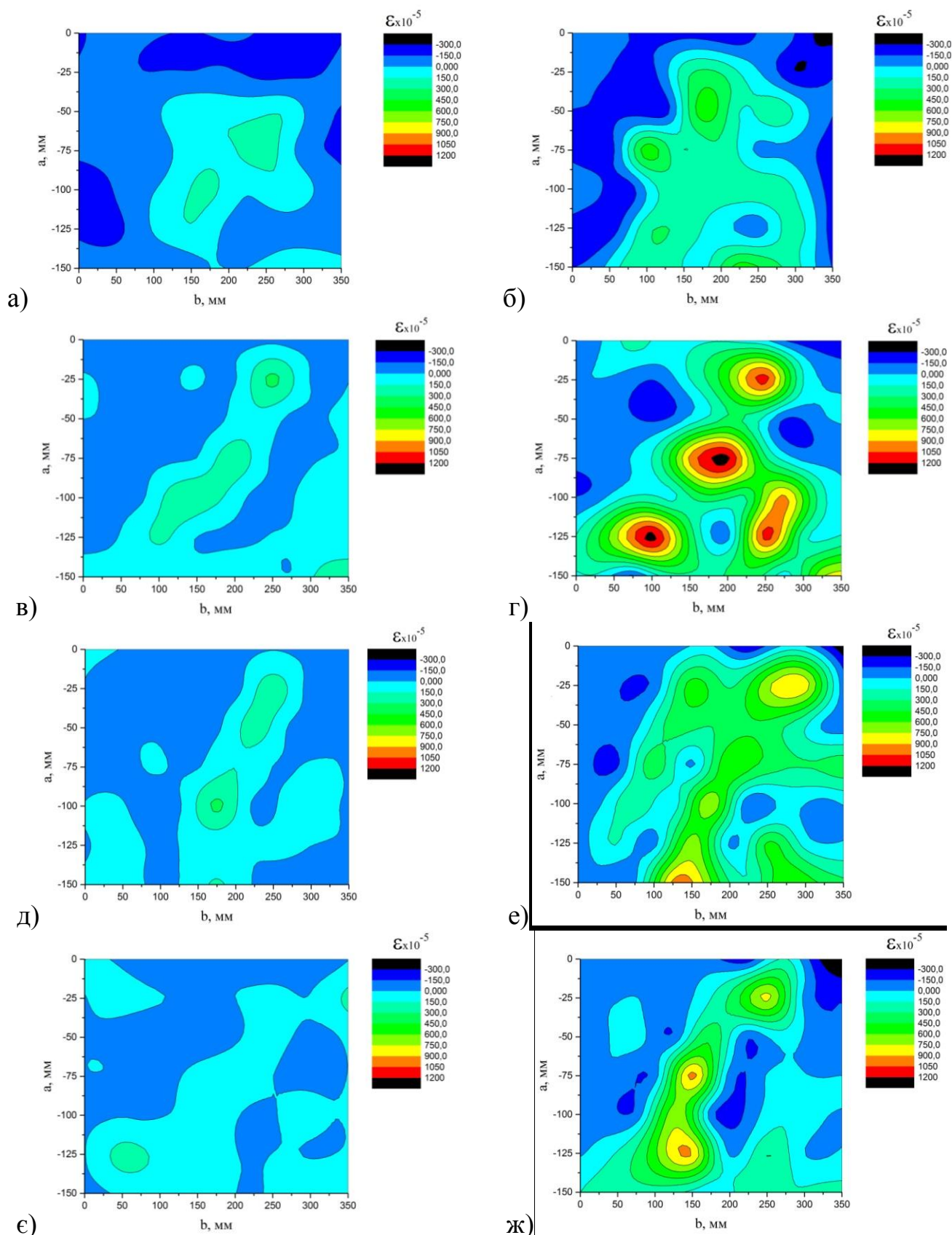


Рис.3.36.Розподіл деформацій в похилому перерізу: ізополя перед розкриттям похилої тріщини для балки: а) БПК 2.1-0 ; в) БПК 2.2-0.3; д)БПК 2.3-0.5; е)БПК 2.4-0.7; ізополя перед вичерпанням несучої здатності для балки: б) БПК 2.1-0 ; г) БПК 2.2-0.3; е)БПК 2.3-0.5; ж) БПК 2.4-0.7

Максимальні деформації досягають $\varepsilon = 1200 \times 10^{-5}$, що є сумою деформацій розтягу бетону і ширини розкриття похилої тріщини. Для похилих перерізів підсилених композитною тканиною можна зафіксувати збільшення зони розтягу бетону внаслідок передачі зусиль від елемента підсилення на бетон. При цьому на ізополях залишились явні епіцентри розвитку максимальних деформацій розтягу.

Аналогічний вигляд наявний для ізополів балок підсилених вертикальними смужками при $0.5 \cdot V_{exp}$ та $0.7 V_{exp}$, з значно меншими максимальними показами деформацій розтягу бетону (рис. 3.37в,г).

Для балок підсилених без початкового навантаження чітко вираженого епіцентру деформацій немає, що пов'язана з перерозподілом напружень тканиною підсилення. Такий ж розподіл деформацій характерний для балки підсиленої повною тканиною (рис.3.37а). В балках підсилених тканиною розташованою під кутом є характерні центри максимальних деформацій які знаходяться на перетині поширення похилої тріщини та елемента підсилення.

При підсиленні перерізів вертикальними смужками тканини максимальна несуча здатність характерна для балки БПК 2.1-0 – 185.5 кН, яка спадає з збільшенням рівня підсилення. Максимальні деформації бетону, поперечного армування та тканини підсилення характерні для балки БПК 2.2-0.3, підсиленої при рівні навантаження $0,3 \cdot V_{exp}$. Проте при зміні схеми підсилення максимальний ефект підсилення становить 212.5 кН для балки БПК 2.7-0.5нс. Для цього ж зразка є найвищими покази деформацій розтягу бетону, поперечної арматури та елемента підсилення.

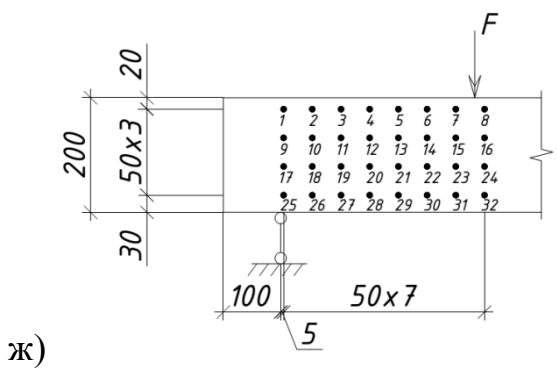
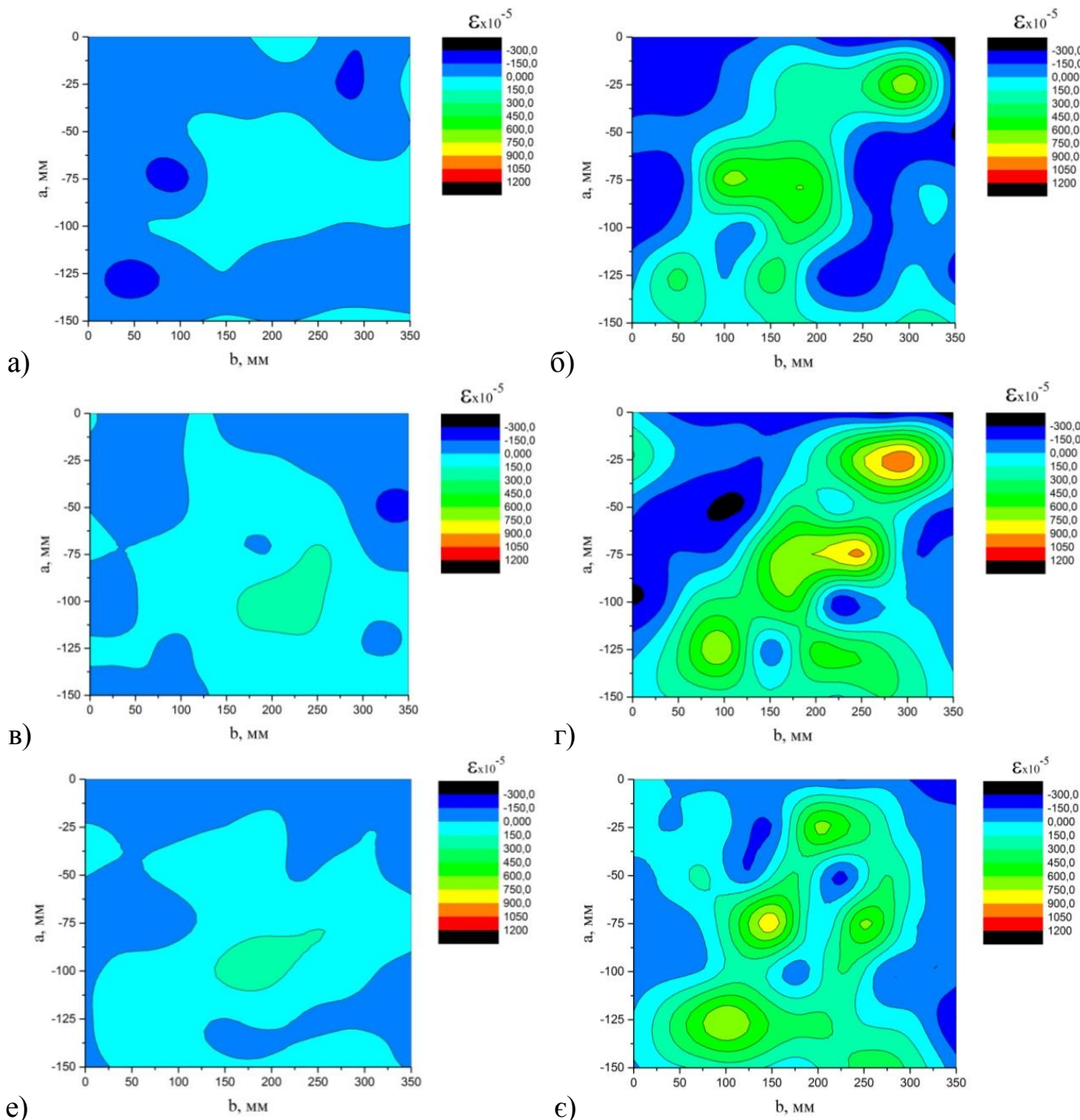


Рис.3.37. Розподіл деформацій в похилому перерізу: ізополя перед розкриттям похилої тріщини для балки: а) БПК 2.5-0.5пс; в) БПК 2.6-0.5кс; д) БПК 2.7-0.5нс; ізополя перед вичерпанням несучої здатності для балки: б) БПК 2.5-0.5пс; г) БПК 2.6-0.5кс; е) БПК 2.7-0.5нс; є) схема розміщення реперів компаратора

3.3.3 Опис результатів дослідження балок 2-ї серії

Отримані результати визначення несучої здатності похилих перерізів контрольних зразків наведено в табл.3.5.

Табл. 3.5

Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок

Шифр балки	№ похилого перерізу	Поперечний переріз $b \times h$ мм.	Проліт балки l_0 мм	Відносний проліт зрізу, a/d	Несуча здатність з.б. балки на зріз, V_{Ed}^{exp} , кН	Середнє значення несучої здатності, V_{Ed}^{exp} , кН	Збільшення несуч. здат. $\frac{V_{ed}}{V_{ed}^{B32.1}}$
БЗ 2.1	БЗ 2.1.1	201x102	1900	2	150	148.5	-
	БЗ 2.1.2		1550		147		
БЗ 2.2	БЗ 2.2.1	200x103	1900	1.5	186	182.5	1.23
	БЗ 2.2.2		1650		179		
БЗ 2.3	БЗ 2.3.1	198x98	1900	1	250	258.5	1.74
	БЗ 2.3.2		1750		267		

Для усіх експериментальних зразків-близнюків зафіксовано високу збіжність результатів.

Згідно результатів експериментальних випробовувань отримано збільшення несучої здатності похилих перерізів з зменшенням прольоту зрізу. Для дослідного зразка БЗ 2.1 випробуваного при $a/d=2$ несуча здатність становить 148.5 кН, тоді як при зменшенні відносного прольоту зрізу несуча здатність збільшується до 182.5 кН, в 1.23 раз, і при $a/d=1$ становить 258.5 кН (збільшення в 1.74 раз відносно $a/d=2$). Збільшення несучої здатності відбулося за рахунок збільшення частки бетону в несучої здатності похилому перерізі. З зменшенням відносного прольоту зрізу збільшуються стискаючі зусилля та їх вплив на формування головних розтягуючи зусиль. Таким чином відбувається краще використання фізико-механічних характеристик бетону.

Збільшення несучої здатності підсилених залізобетонних балок наведено в табл. 3.6.

Несуча здатність підсилених похилих перерізів

Шифр дослідної балки	№ похилого перерізу	Поперечний переріз $b \times h$ мм.	Проліт балки l_0 мм	Відносний проліт зрізу a/d	Несуча здатність з.б. балки на зріз, V_{Rd}^{exp} , кН	Середнє значення несучої здатності, V_{Rd}^{exp} , кН	Збільшення несуч. здат. $\frac{V_{ed}}{V_{ed}^{B32.1}}$
БЗ 2.1	БЗ 2.1.1	201x101	1900	2	150	148.5	-
	БЗ 2.1.2		1500		147		
БПК 2.1-0	БПК 2.1.1-0	199x100	1900		187	185.5	1.25
	БПК 2.1.2-0		1500		184		
БПК 2.2-0.3	БПК 2.2.1-0.3	200x100	1900		181	180	1.21
	БПК 2.2.2-0.3		1500		179		
БПК 2.3-0.5	БПК 2.3.1-0.5	201x98	1900		176,5	178.25	1.20
	БПК 2.3.2-0.5		1500		180		
БПК 2.4-0.7	БПК 2.4.1-0.7	201x101	1900		169	171	1.16
	БПК 2.4.2-0.7		1500		173		
БПК 2.5-0.5пс	БПК 2.5.1-0.5пс	199x100	1900		210	207.5	1.40
	БПК 2.5.2-0.5пс		1500		205		
БПК 2.6-0.5кс	БПК 2.6.1-0.5кс	200x100	1900		178	185	1.25
	БПК 2.6.2-0.5кс		1500		192		
БПК 2.7-0.5нс	БПК 2.7.1-0.5нс	201x98	1900	217	212.5	1.43	
	БПК 2.7.2-0.5нс		1500	208			

Для зразків підсилених вертикальними стрічками максимальну несучу здатність показали балки БПК 2.1-0 – 185.5 кН що дає збільшення несучої здатності в 1.25 раз. З збільшенням рівня попереднього завантаження несуча здатність похилих перерізів зменшується до 171 кН, що вказує на збільшення несучої здатності в 1.16 раз.

Максимальний ефект підсилення становить 1.43 раз для балок підсилених під кутом 68° , перпендикулярно до кута нахилу умовного стиснутого елемента в балці. Це спричинено розташуванням робочих волокон вздовж дії головних розтягуючи зусиль.

Високий ефект підсилення досягнуто при підсиленні повною композитним матеріалом по всій ширині похилого перерізу. Збільшення несучої здатності становить на 40% проте використано значно більше матеріалу підсилення. Такий тип підсилення має перевагу оскільки він повністю обгортає похилий переріз, захищає бетон від впливу зовнішніх факторів, може слугувати як елемент анкерування при сумісному підсиленні похилих і нормальних перерізів.

При підсиленні під кутом 45° до поздовжньої осі балки зафіксовані найменші деформації бетону елемента, що є наслідком перпендикулярного розташування робочих волокон елемента підсилення до кута жорсткості бетону.

За експлуатаційною придатністю критерієм вичерпання несучої здатності є розкриття похилої тріщини на 0.4 мм. (табл. 3.7).

Табл. 3.7

Несуча здатність похилих перерізів за експлуатаційною придатністю

Шифр балки	№ похилого перерізу	Ширина розкриття тріщини, мм.	Відносний проліт зрізу, a/d	Значення поперечної сили, V_{Ed}^{exp} , кН	Середнє значення поперечної сили, V_{Ed}^{exp} , кН	Збільшення несуч. здат. $\frac{V_{ed}}{V_{ed}^{B32.1}}$
БЗ 2.1	БЗ 2.1.1	0.4	2	120	120	-
	БЗ 2.1.2			120		
БЗ 2.2	БЗ 2.2.1		1.5	140	140	1.16
	БЗ 2.2.2			140		
БЗ 2.3	БЗ 2.3.1		1	180	190	1.58
	БЗ 2.3.2			200		

В результаті випробовувань дослідний зразок БЗ 2.1 досягнув межі експлуатаційної придатності при значенні поперечної сили $V_{Ed} = 120$ кН, при зменшенні відносного прольоту зрізу експлуатаційна придатність дослідних зразків зростала та становить для БЗ 2.2 – 16% та БЗ 2.3 – 58%. Показники збільшення несучої здатності похилих перерізів за експлуатаційною придатністю є в тих самих межах, що і за критерієм несучої здатності похилих перерізів.

Для підсилених зразків також було проаналізовано несучу здатність за експлуатаційною придатністю. Результати експериментальних даних наведені в табл. 3.8.

Табл. 3.8

Несуча здатність підсилених похилих перерізів за експлуатаційною придатністю

Шифр балки	№ похилого перерізу	Клас бетону	Відносний проліт зрізу a/d	Значення поперечної сили, V_{Ed}^{exp} , кН	Середнє значення несучої здатності, V_{Rd}^{exp} , кН	Збільшення несуч. здат. $\frac{V_{ed}}{V_{ed}^{B32.1}}$
БЗ 2.1	БЗ 2.1.1	С32/40	2	120	120	-
	БЗ 2.1.2			120		
БПК 2.1-0	БПК 2.1.1-0			160	150	1.25
	БПК 2.1.2-0			140		
БПК 2.2-0.3	БПК 2.2.1-0.3			140	140	1.17
	БПК 2.2.2-0.3			140		
БПК 2.3-0.5	БПК 2.3.1-0.5			140	140	1.17
	БПК 2.3.2-0.5			140		
БПК 2.4-0.7	БПК 2.4.1-0.7			120	120	1
	БПК 2.4.2-0.7			120		
БПК 2.5-0.5пс	БПК 2.5.1-0.5пс			210	205	1.71
	БПК 2.5.2-0.5пс			200		
БПК 2.6-0.5кс	БПК 2.6.1-0.5кс			160	160	1.33
	БПК 2.6.2-0.5кс			160		
БПК 2.7-0.5нс	БПК 2.7.1-0.5нс			180	180	1.5
	БПК 2.7.2-0.5нс			180		

Характерною особливістю для системи підсилення FRCM є розкриття сітки тріщин $a_{cr,c} = 0.15 \dots 0.4$ мм, а розкриття тріщин більших за граничні можливе лише в момент фізичного руйнування елемента. Ширина розкриття тріщин, для даної композитної системи, може розглядатись як критерій вичерпання несучої здатності. Згідно даних виробника Р.В.О. тканина, яка використовується, є стійка до впливів зовнішнього середовища, має високі показники вогнестійкості. Обмеження ширини розкриття тріщин можна прийняти лише з естетичних міркувань.

Особливу увагу слід звернути на зразки підсилені повною тканиною. Елемент підсилення перешкоджає розкриттю похилої тріщини та впливу навколишнього середовища на довговічність конструкції. Максимальна ширина розкриття тріщини для такого підсилення становила $a_{crс} = 0.25$ мм. Тріщини поширювались в хаотичному порядку по елементу підсилення перпендикулярно поширенню головних дотичних напружень в елементі (рис. 3.38).

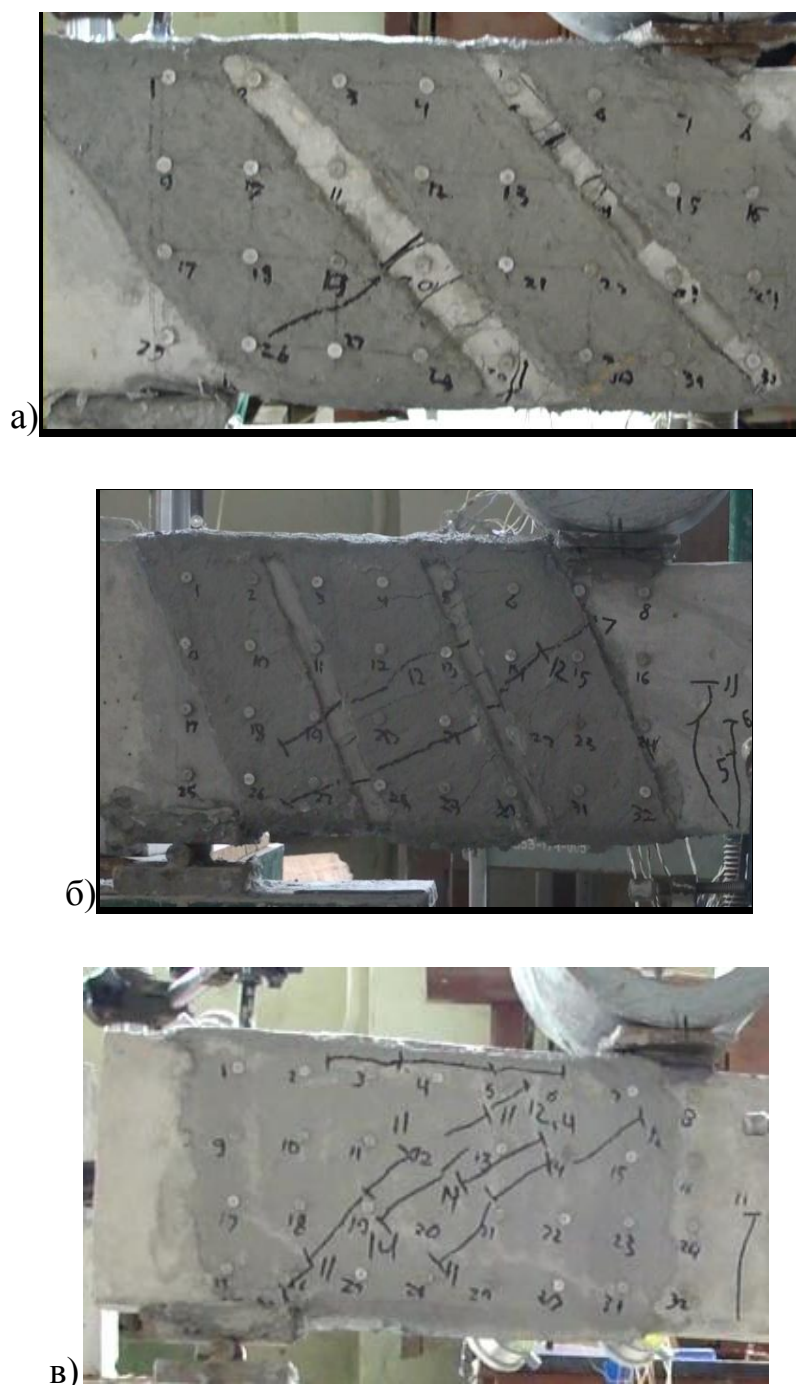


Рис. 3.38 Поширення тріщин по поверхні елемента підсилення: а)БПК 2.6-0.5кс;
б)БПК 2.7-0.5нс; в) БПК 2.5-0.5пс

На основі наведених даних можна зробити висновок, що підсилення композитними матеріалами значно збільшує експлуатаційну придатність похилих перерізів, при прийнятті за критерій вичерпання розкриття похилої тріщини $a_{cr} = 0.4$ мм. Максимальний ефект підсилення становить 71% (табл.3.8). Проте збільшення несучої здатності похилих перерізів є меншим і становить близько 40% (табл.3.6). Такі дані характерні для зразка БПК 2.5-0.5 пс, тому можна зробити висновок про практичну доцільність використання такого типу підсилення.

3.4 Аналіз результатів експериментальних досліджень

Підсилення елементів вертикальними стрічками за схемою 1, виконували для зразків 1-ї та 2-ї серії. Результати збільшення несучої здатності залізобетонних балок при різних рівнях підсилення наведені в табл.3.9.

Табл. 3.9

Збільшення несучої здатності підсилених балок при різних рівнях навантаження

Шифр балки	Поперечний переріз $b \times h$ мм	Зовнішнє армування	Несуча здатність з.б. балки на зріз при навантаженні, V_{Ed}^{exp} , кН					Збільшення несуч. здат. $\frac{V_{ed}^{B32}}{V_{ed}^{B31}}$
			без підсилення	$0 \cdot V_{Ed}$	$0.3 \cdot V_{Ed}$	$0.5 \cdot V_{Ed}$	$0.7 \cdot V_{Ed}$	
БЗ 1.1	201x101	-	95	-	-	-	-	-
БПК 1.1-0	199x100	вертикальні смужки $b=70$ мм.	-	137.5	-	-	-	1.45
БПК 1.2-0.3	200x100		-	-	120	-	-	1.26
БПК 1.3-0.5	201x98		-	-	-	110	-	1.16
БЗ 2.1	201x102	-	148.5	-	-	-	-	-
БПК 2.1-0	199x100	вертикальні смужки $b=70$ мм.	-	185.5	-	-	-	1.25
БПК 2.2-0.3	200x100		-	-	180	-	-	1.21
БПК 2.3-0.5	201x98		-	-	-	178.25	-	1.20
БПК 2.4-0.7	201x101		-	-	-	-	171	1.16

Для зразків 1-ї та 2-ї серії характерне спадання несучої здатності, зі збільшенням рівня діючого навантаження. Для балок 1-ї серії максимальний ефект підсилення становить 45% і спадає до 16% при рівні 0.5 від очікуваного руйнівного. Для похилих перерізів другої серії зафіксований максимальний ефект підсилення 25%, який спадає та становить 16% при рівні навантаження 0.7 від очікуваного руйнівного. Характер зниження ефекту підсилення є близьким до лінійного, що видно на рис. 3.39.

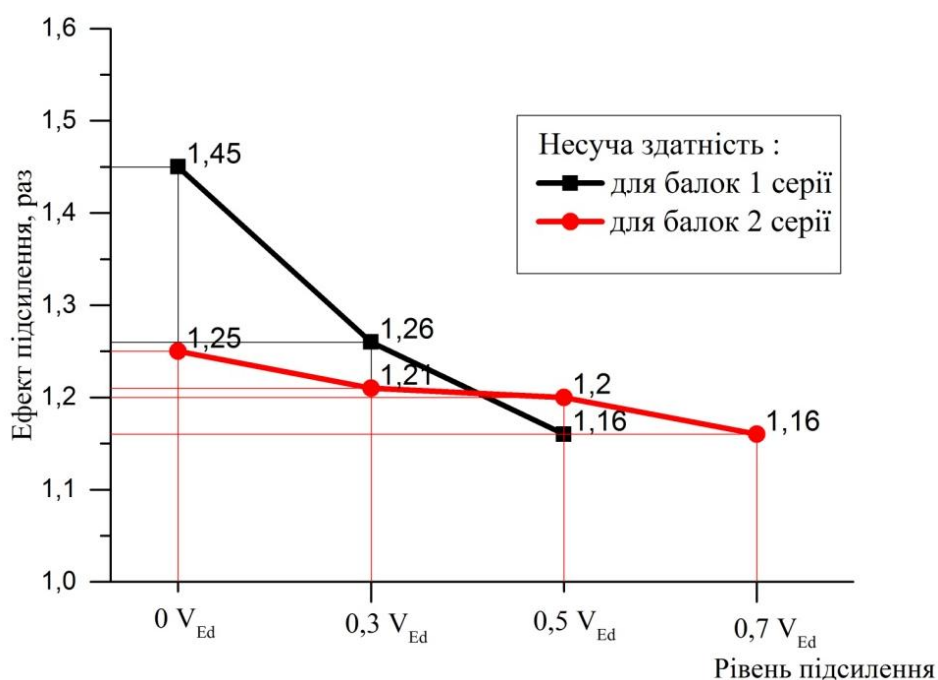


Рис. 3.39. Графік зменшення несучої здатності з збільшенням рівня попереднього навантаження балок 1-ї та 2-ї серії

Аналізуючи рис.3.39 можна зробити висновок, що для балок 1-ї серії зафіксовано більший ефект підсилення проте з збільшенням рівня навантаження ефект підсилення спадає різкіше. При рівні підсилення 0.5 від руйнівного зафіксовано менший ефект підсилення для похилих перерізів без поперечного армування ніж для похилих перерізів з поперечною арматурою. Зниження ефекту підсилення є близьким до лінійного, що показано на рис. 3.39. Для зразків 1-ї серії, в залежності від рівня навантаження, ефект підсилення спадає в 2.8 рази, від 45% до 16% (рис.3.39), тому виконувати підсилення при рівні більш ніж 0.5

недоцільно. Аналогічна ситуація і для зразків 2-ї серії. Зниження ефекту підсилення складає 1.6 раз, від 25 % до 16% (рис.3.39), тому підсилення при вищих рівнях є недоцільним.

Для встановлення максимального значення ефекту підсилення виконано підсилення різними схемами за дії експлуатаційного навантаження (рівень 0.5 від очікуваного руйнівного контрольних зразків). В 1-й серії балок, підсилених за схемою 1, зафіксовано ефект підсилення 16%, тоді як в зразках 2-ї серії ефект підсилення становить 20% при однаковій площі додаткової арматури. Збільшення несучої здатності системи підсилення становить 15 кН для 1-ї серії, тоді як в 2-й серії зафіксовано 29.75кН, що є фактично в 2 рази більше. (табл. 3.10).

Табл. 3.10

Збільшення несучої здатності балок підсилених при одному рівні навантаження різними схемами

Шифр балки	Поперечний переріз $b \times h$ мм	Зовнішнє армування	Кількість тканини підсилення A_{fw} см ²	Несуча здатність з.б. балки при навантаженні, $0.5 \cdot V_{Ed}^{exp}$, кН	Збільшення несуч. здат. $\frac{V_{ed}}{V_{ed}^{B3}}$	Несуча здатність елемента підсилення $V_{ed}^{BPK} - V_{ed}^{B3}$ кН
БПК 1.3-0.5	201x98	3 вертикальні смужки $b=70$ мм.	1470	110	1.16	15
БПК 2.3-0.5	201x98			178.25	1.20	29.75
БПК 2.5-0.5пс	199x100	вертикальне армування $b=300$ мм.	2100	207.5	1.40	59
БПК 2.6-0.5кс	200x100	3 смужки під кутом 45° $b=70$ мм.	2080	185	1.25	36,5
БПК 2.7-0.5нс	201x98	3 смужки під кутом 68° $b=70$ мм.	1590	212.5	1.43	64

Максимальний ефект підсилення 43% досягнуто в зразках підсилених під кутом 68° . Відхилення схеми наклеювання від вертикалі на 22° призвело до збільшення площі до 1590 см^2 (лише на 120 см^2), проте зафіксовано збільшення несучої здатності на 64 кН, більш ніж в 2 рази. Аналогічний ефект підсилення, 40 % зафіксовано при збільшенні вертикального армування до 2100 см^2 , при підсиленні суцільною тканиною.

Найбільш ефективним методом підсилення похилих перерізів є підсилення під кутом 68° перпендикулярно умовного стиснутого бетонного елемента.

3.5 Висновки до розділу 3

1. Реалізовано методику випробовування одного похилого перерізу в залізобетонних балках. Збіжність результатів дослідів перерізів-близнюків є задовільною та становила 5...9%.
2. Згідно отриманих результатів експериментальних випробовувань контрольних зразків 1-ї серії (без поперечного армування) зафіксовано збільшення несучої здатності похилих перерізів на 48% з зменшенням відносного прольоту зрізу від $a/d=2$ до $a/d=1.5$ та на 108 % при зменшенні відносного прольоту зрізу до $a/d=1$.
3. Для контрольних зразків 2-ї серії (з поперечним армуванням) зафіксовано збільшення несучої здатності похилих перерізів на 23% з зменшенням відносного прольоту зрізу від $a/d=2$ до $a/d=1.5$ та на 74 % при зменшенні відносного прольоту зрізу до $a/d=1$.
4. Максимальний ефект підсилення похилих перерізів балок без поперечного армування (1-а серія) становить 45% для зразків підсилених без початкового навантаження. При збільшенні рівня початкового навантаження ефект від підсилення спадає. Так для балки підсиленої при рівні $0.3V_{Rd}$ контрольних зразків ефект підсилення спадає до 26%, а для рівня підсилення $0.5V_{Rd}$ – 16%.
5. Максимальний ефект підсилення похилих перерізів балок з поперечним армуванням (2-а серія) підсилених вертикальними стрічками при різних рівнях навантаження становить 25% для зразків підсилених без початкового навантаження. При збільшенні рівня початкового навантаження ефект від підсилення спадає. Так для балки підсиленої при рівні $0.3V_{Rd}$ контрольних зразків ефект підсилення спадає до 21%, для рівня підсилення $0.5V_{Rd}$ – 20% а при максимальному рівні підсилення $0.7V_{Rd}$ є мінімальним – 16%.
6. В залежності від рівня навантаження ефект підсилення знижується відповідно для зразків 1-ї серії в 2.8 рази, від 45% до 16%, для зразків 2-ї серії – в 1.6 раз, від 25 % до 16%, тому підсилення при рівні діючого навантаження більшого

ніж 0.5 від руйнівного значення для похилих перерізів без поперечного армування та 0.7 для похилих перерізів з поперечним армуванням є недоцільно.

7. Максимальний ефект підсилення похилих перерізів балок з поперечною арматурою (2-а серія) підсилених за різними схемами при рівні навантаження $0.5V_{rd}$ становить 43%, який спостерігали в зразку, підсиленого стрічками тканини під кутом 68° . Ефект підсилення майже ідентичний при застосуванні тканини суцільної ширини, який становить 40%. Для перерізів балок підсилених стрічкою тканини під кутом 45° до осі балки ефект підсилення найменший з усіх схем підсилення і становить 25%.
8. Для практичного застосування доцільно виконувати підсилення повною шириною стрічки (дослідний зразок БПК 2.5-0.5пс) який показав збільшення несучої здатності похилого перерізу на 40%, проте є значно простішим в монтажі, та може одночасно застосовуватись як елемент анкерування при виконанні підсилення нормального перерізу даною FRCM системою .

РОЗДІЛ 4. МЕТОДИКА ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

4.1 Визначення несучої здатності похилих перерізів контрольних залізобетонних балок

4.1.1 Визначення несучої здатності похилих перерізів балок без поперечного армування

Тривалий час в Україні діяли норми [6], котрі дозволяли розрахунок несучої здатності похилих перерізів за інженерною методикою. Поперечна сила, що сприймається перерізом залежить від довжини проекції на поздовжньо вісь (рис 4.1).

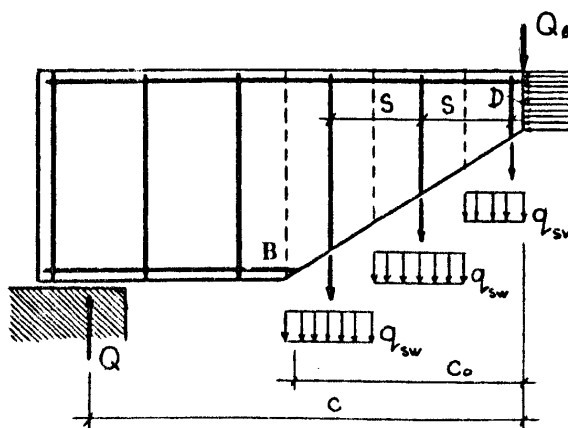


Рис. 4.1. Схема зусиль в похилому перерізі при розрахунку за інженерною
методикою [6]

Методика розрахунку згідно СНиП 2.03.01-84* базується на методі рівноваги граничних зусиль. В основу покладено визначення фактичних внутрішніх зусиль в похилому перерізі та їх порівняння з діючими зовнішніми навантаженнями..

Розрахунок залізобетонних елементів на дію поперечної сили виконували з умови:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \quad (4.1)$$

Дана залежність визначає, що сумарна поперечна сила, яку може сприйняти похилий переріз, визначається сумою несучої здатності бетону і поперечного армування похилого перерізу. Оскільки в зразках 1-ї серії відсутня поперечна арматура умова (4.1) набуває вигляду:

$$Q \leq Q_b \quad (4.2)$$

Розрахунок поперечної сили, яка сприймається бетоном, проводили з залежності:

$$Q_{b,1} = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \quad (4.3)$$

Проте при значенні не меншому ніж:

$$Q_{b,2} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \quad (4.4)$$

де - $\varphi_{b2} = 2$; $\varphi_{b3} = 0.6$ - коефіцієнт, який враховує вплив виду бетону; $\varphi_f = 0$ - коефіцієнт, який враховує вплив стиснутих полицок в таврових та двотаврових елементах (приймається не більшим за 0,5); $\varphi_n = 0$ - коефіцієнт, який враховує вплив повздовжніх стискуючих зусиль; c - довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу на поздовжньо вісь елемента, см; b, h_0 - відповідно ширина і робоча висота перерізу, см; R_{bt} - розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг, МПа.

Чинні норми [7,8] регламентують розрахунок похилих перерізів за деформаційною моделлю. Несуча здатність перерізу в зоні дії поперечної сили, де відсутнє поперечне армування розглядаємо, як міцність бетону на зріз під кутом 45° .

Міцність похилих перерізів залізобетонних балок, згідно деформаційної моделі, розглядаємо аналогічно до умови (4.2):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (4.5)$$

де $V_{Ed} = Q$ - розрахункове значення поперечної сили від зовнішнього навантаження. Розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти

переріз без поперечного армування, без попередньо напруженої поздовжньої арматури чи осьової сили в перерізі, згідно норм [7], визначаємо за залежністю:

$$V_{Rd,c1} = \frac{\left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d}{\beta} \quad (4.6)$$

Проте при значенні не меншому ніж:

$$V_{Rd,c2} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d \quad (4.7)$$

де $C_{Rd,c}$ - міцність бетону на зріз [85], нормами [7,97] рекомендується приймати 0.18; $k = 1 + \sqrt{200/d}$ - коефіцієнт впливу висоти балки; $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$ - коефіцієнт армування; A_{sl} - площа розтягнутої арматури, мм²; f_{ck} - характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб, МПа; b_w , d - відповідно найменша ширина перерізу у розтягнутій зоні та робоча висота перерізу, мм; $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ - мінімальне значення міцності на зріз, що може призвести до руйнування до настання текучості в поздовжній арматурі, МПа.

Поздовжнє армування враховували в розрахунок лише за умови його заведення на відстань l_{bd} за проекцію розрахункового перерізу під кутом 45°, де l_{bd} - мінімальне необхідна довжина анкерування поздовжньої арматури (рис. 4.2).

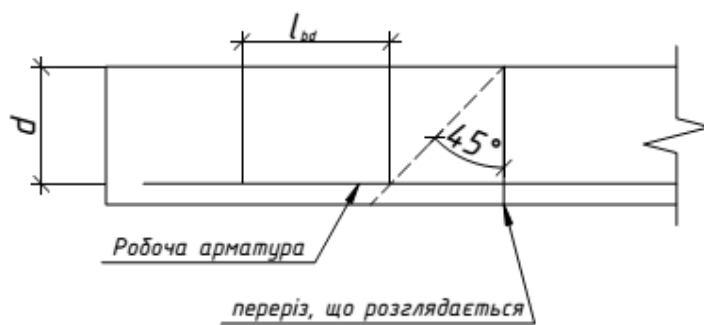


Рис. 4.2. Модель впливу факторів на міцність бетонного похилого перерізу[7]

Коефіцієнт β , який дорівнює $\beta = a_v/2d$ вводиться при завантаженні розрахункових елементів зверху в межах $0.5 \cdot d \leq a_v \leq 2 \cdot d$ (рис. 4.3), як понижуючий коефіцієнт поперечної сили V_{Ed} . В даному випадку рекомендується його ввести в

розрахунковий апарат визначення несучої здатності бетону $V_{Rd,c1}$, шляхом ділення визначеної несучої здатності на цей коефіцієнт.

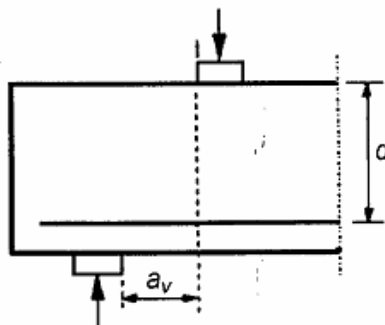


Рис. 4.3. Прикладення навантаження для коефіцієнта β [7]

При використанні коефіцієнта β повинна виконуватись умова:

$$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (4.8)$$

де f_{cd} - розрахункове значення міцності бетону на стиск, МПа; ν - коефіцієнт зниження міцності бетону на зсув з тріщинами. Коефіцієнт рекомендується визначати за залежністю [97]:

$$\nu = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (4.9)$$

Виконаємо розрахунок контрольних зразків 1-ї серії за наведеними вище залежностями Для зручності зведемо основні розрахункові параметри в табл. 4.1

Табл. 4.1

Основні розрахункові параметри балок без поперечного армування

Тип балок	Армування	f_{ck} МПа	f_{ctk} МПа	Поперечний переріз $b \times h$ мм.	Робоча висота балки, мм.	Відносний проліт a/d	Експериментальна міцність на зріз, V_{Ed} , кН
БЗ 1.1.	2Ø18	30.49	5.06	201x106	171	2	95
БЗ 1.2.				199x98	171	1.5	148.5
БЗ 1.3				202x98	171	1	198

Результати розрахунку наведені в табл. 4.2.

Результати визначення несучої здатності похилих перерізів без поперечного армування

Шифр балки	Відносний проліт зрізу, a/d	Експериментальна міцність на зріз, $V_{Ed}(Q)$, кН	Теоретична міцність на зріз за СНиП[6]		$\frac{Q}{Q_{b,1}}$	Теоретична міцність на зріз за ДСТУ [7]		$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c1}}$
			$Q_{b,1}$, кН	$Q_{b,2}$, кН		$V_{Rd,c1}$, кН	$V_{Rd,c}$, кН	
БЗ 1.1	2	95	71.9	43.1	1.32	32.8	9.9	2.89
БЗ 1.2	1,5	140.5	95.8	43.1	1.46	43.7	9.9	3.22
БЗ 1.3	1	198	143.7	43.1	1.37	65.5	9.9	3.02

Розрахунок за інженерною методикою показав збіжність в межах 32...46% завищення експериментальних результатів, що є задовільним показником, враховуючи складний напружено-деформований стан похилого перерізу, неврахування в методиці впливу поздовжнього армування, раптовості і швидкості вичерпання несучої здатності похилих перерізів.

Завищення експериментальних результатів в порівнянні з теоретичними, визначеними за деформаційною моделлю діючих норм, є значно більшим. Аналіз отриманих результатів показує, що одним з основних чинників, через які отримано таку розбіжність, є врахування у методиці міцності бетону на зріз $C_{Rd,c}$ сталого значення 0.18 МПа, незалежно від класу бетону. Для визначення впливу міцності бетону на зріз на несучу здатність похилих перерізів, пропонується використовувати залежність, рекомендовану європейськими нормами 1997 року видання, яка враховує зміну міцності бетону на зріз при розтягу [96]:

$$C_{Rd,c} = \tau_{Rd} = 0.25 \cdot f_{ctk0.05} \quad (4.10)$$

Основною характеристикою бетону є міцність на стиск, тому у залежності (4.10) перейдемо від міцності на розтяг до міцності на стиск за залежностями наведеними в цих же нормах:

$$f_{ctk0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} \quad (4.11)$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (4.12)$$

. В результаті отримаємо наступну залежність для міцності бетону на зріз:

$$C_{Rd,c} = 0.0525 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (4.13)$$

Підставивши отримані значення в залежність (4.6) проведемо повторний розрахунок несучої здатності контрольних зразків 1-ї серії (табл.4.3).

Табл.4.3

Результати визначення несучої здатності похилих перерізів без поперечного армування

Шифр балки	Відносний проліт зрізу, a/d	Експериментальна міцність на зріз, $V_{Ed}(Q)$, кН	Теоретична міцність на зріз за ДСТУ [7]		Теоретична міцність на зріз з $C_{Rd,c}$ визначеним за формулою (4.13)	
			$V_{Rd,c1}$, кН	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c1}}$	$V_{Rd,c2}$, кН	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c2}}$
БЗ 1.1	2	95	32.8	2.89	81.6	1.16
БЗ 1.2	1,5	140.5	43.7	3.22	108.8	1.29
БЗ 1.3	1	198	65.5	3.02	163.2	1.21

Результати порівняння результатів теоретичних та експериментальних досліджень представлено в графічному вигляді на рис. 4.4.

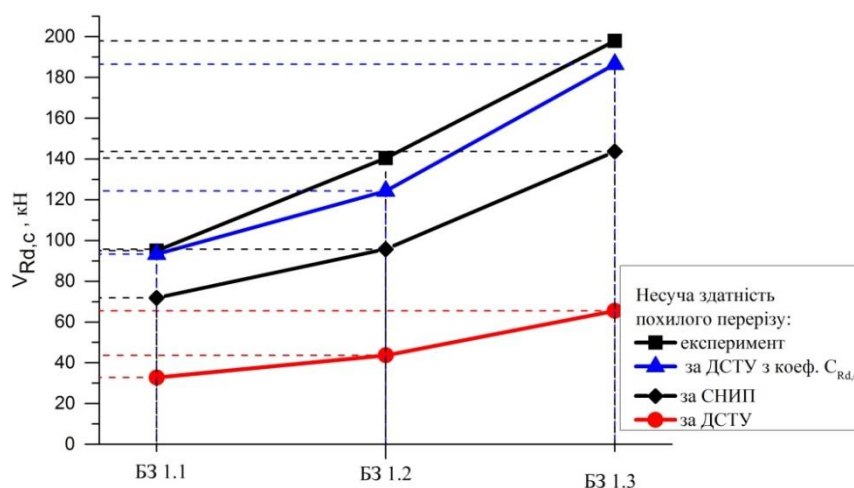


Рис.4.4. Графічне порівняння експериментальних та теоретичних даних несучої здатності для контрольних зразків 1 серії

Результати визначення несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок з використанням уточнених значень $C_{Rd,c}$, визначеним за формулою

(4.13)показали значно вищу збіжність результатів. Завищення експериментальних даних над теоретичними становить 16...29%, що є допустимо враховуючи різкий характер руйнування похилих перерізів без поперечного армування.

4.1.2 Визначення несучої здатності похилих перерізів балок з поперечним армуванням

Методика СНиП передбачає розрахунок несучої здатності похилих перерізів з поперечною арматурою проводити на основі спільної дії бетону та арматури похилого перерізу. Загальна несуча здатність похилого перерізу визначається з умови (4.1). Зусилля які сприймає поперечна арматура визначали за залежністю:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 \quad (4.14)$$

де - q_{sw} – зусилля в поперечній арматурі на одинцю довжини елемента (рис. 4.1), які визначено з формули:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} \quad (4.15)$$

де - R_{sw} - розрахунковий опір поперечної арматури на зріз, МПа; A_{sw} - площа поперечного перерізу поперечної арматури, см²; s - крок поперечних стержнів, см.

Довжина небезпечної похилої тріщини на поздовжньо вісь елемента здійснювали з залежності:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}, \quad (4.16)$$

проте значення c_0 приймається в межах $h_0 \leq c_0 \leq \min(2 \cdot h_0; c)$.

Несуча здатність похилого перерізу армованого вертикальною арматурою, за діючою методикою деформаційної моделі [7], розраховують виходячи з умови, що поперечну силу сприймає лише поперечне армування. В такому випадку напружено-деформований стан похилого перерізу розглядають по фермовій аналогії (рис. 4.5). Стиснуту зону бетону приймають як стиснутий пояс (А, рис. 4.5), робочу розтягнуту арматуру відповідно як розтягнутий пояс ферми(С, рис. 4.5), стиснуті розкоси - приведені стиснуті смуги бетону(В, рис. 4.5), тоді як розтягнуті – поперечне армування(Д, рис. 4.5).

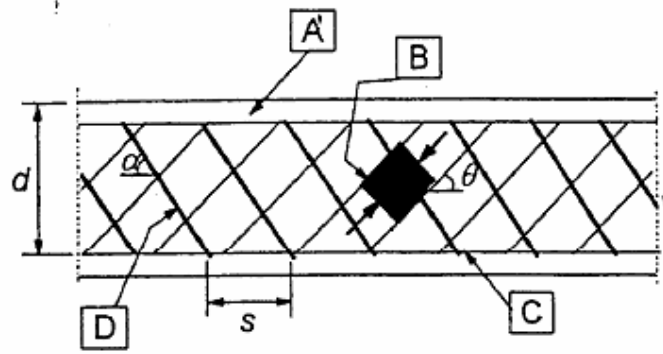


Рис. 4.5. Фермова модель напружено деформованого стану похилого перерізу[7]

Для розрахунку несучої здатності похилих перерізів з поперечною арматурою приймають менше з значень визначених за залежностями (4.17) та (4.18). Несуча здатність поперечного армування визначається за залежністю:

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \right) / \beta \quad (4.17)$$

М похилих стиснутих бетонних розкосів визначається за залежністю:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (4.18)$$

де θ - кут між стиснутим бетонним умовним елементом і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили (величина кута θ обмежується, а саме граничні значення $\cot \theta$ приймаються в межах $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$); z - плече внутрішньої пари для елемента з постійною висотою перерізу, яке відповідає згинальному моменту в елементі, що розглядається (при розрахунку на зсув залізобетонних елементів, за відсутності осьової сили, зазвичай, можна приблизно приймати значення $z = 0,9 \cdot d$), мм.; A_{sw} - площа поперечного перерізу поперечної арматури, мм²; s_w - крок поперечних стержнів, мм.; f_{ywd} - розрахунковий опір текучості поперечної арматури, МПа; $v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ - коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві; α_{cw} - коефіцієнт, що враховує рівень напружень у стиснутому поясі (значення приймається рівним 1 оскільки відсутні осьові стискуючі сили).

Коефіцієнт β враховує випадок завантаженні розрахункових елементів зверху в межах $0.5 \cdot d \leq a_v \leq 2 \cdot d$ (рис. 4.3), як понижуючий коефіцієнт поперечної сили V_{Ed} . Для розрахунку його пропонується ввести аналогічним методом як і для похилих перерізів без поперечного армування. При використанні коефіцієнта β необхідно перевірити виконання умови:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \quad (4.19)$$

Згідно аналізу експериментальних даних кут нахилу умовного стиснутого бетонного елемента θ залежить від відносного прольоту зрізу і становить : 30° при $a/d=2$; 37° при $a/d=1.5$ та 46° при $a/d=1$ [90](рис. 4.6).

Кут визначався вздовж похилої тріщини, по якій відбувалось руйнування елемента. Проте необхідно зауважити, що кут нахилу умовного стиснутого елемента поширюється від точки центру прикладання сили до грані опори елемента.

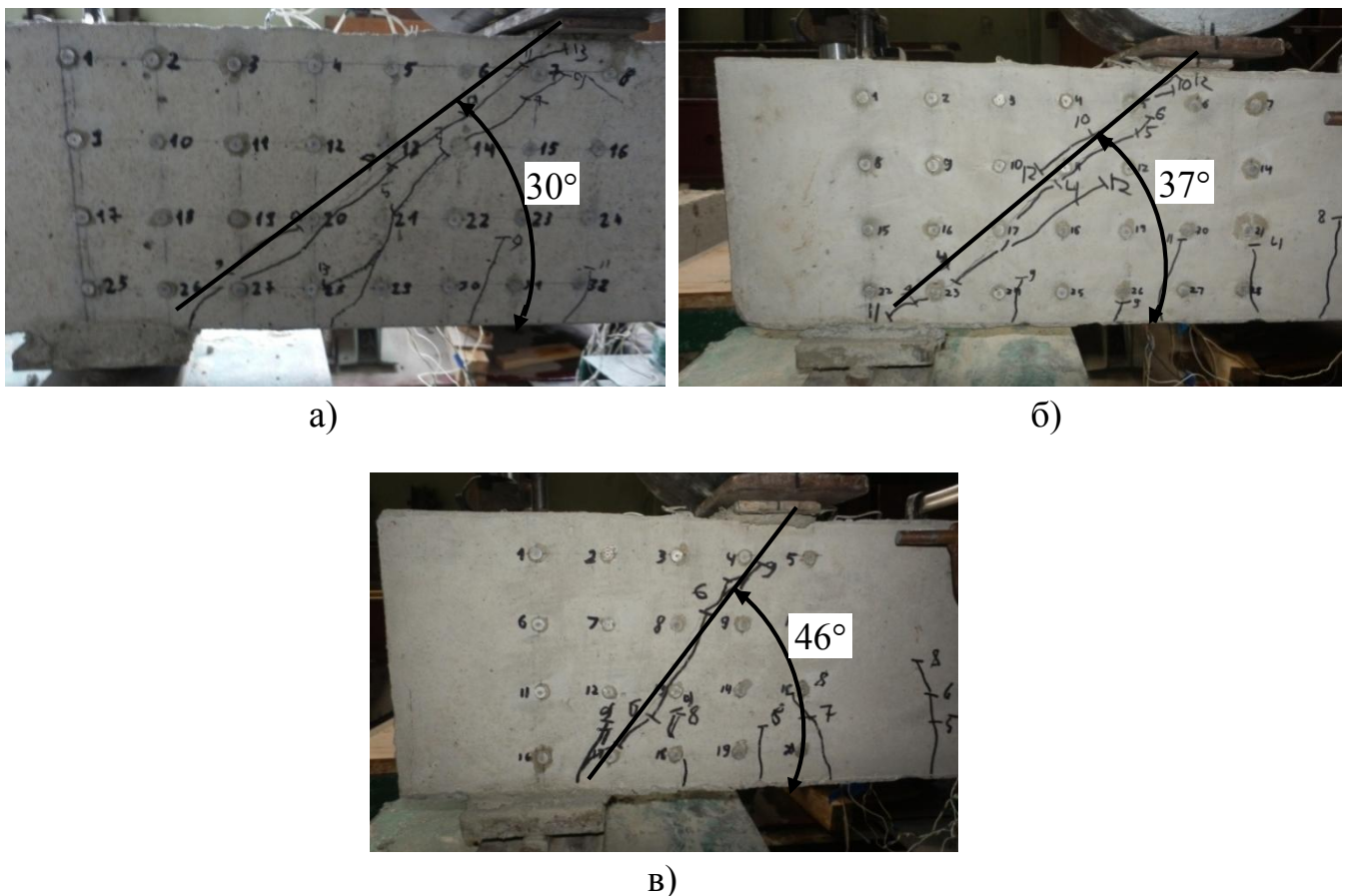


Рис.4.6. Експериментальні значення кута θ для зразків: а)БЗ-2.1; б)БЗ-2.2;в)БЗ-2.3

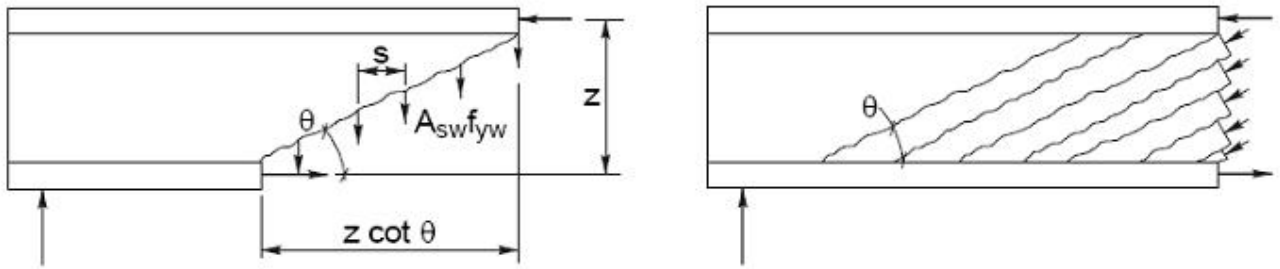


Рис.4.7. Розташування умовного стиснутого елемента [90]

Виконаємо розрахунок несучої здатності похилих перерізів контрольних зразків 2-ї серії згідно діючих норм [7]. Зведемо необхідні розрахункові дані дослідних елементів в табл.4.4.

Табл. 4.4

Основні розрахункові параметри залізобетонних балок з поперечним армуванням

Тип балок	Поперечне армування	f_{ck} , МПа	f_{ctk} , МПа	Поперечний переріз $b \times h$ мм.	Робоча висота балки, мм.	Відносний проліт зрізу a/d	Експериментальна міцність на зріз, V_{Ed} , кН
БЗ 2.1.	Ø8 A240C крок 100 мм $f_{yw} = 301.4$	30.49	5.06	201x102	169	2	148.5
БЗ 2.2.				200x103	169	1,5	182.5
БЗ 2.3				198x98	169	1	258.5

Результати розрахунку отримані за даною методикою наведені в табл. 4.5.

Табл.4.5

Результати визначення несучої здатності похилих перерізів з поперечною арматурою

Шифр балки	Експериментальна міцність на зріз, $V_{Ed}(Q)$, кН	Теоретична міцність на зріз за СНиП[6]			$\frac{Q}{Q^{theor}}$	Теоретична міцність на зріз за ДСТУ [7]		$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}$
		Q_b , кН	Q_{sw} , кН	Q^{theor} , кН		$V_{Rd,s}$, кН	$V_{Rd,max}$, кН	
БЗ 2.1	148.5	71.9	76.6	148.5	1.00	44.9	120.5	3.31
БЗ 2.2	182.5	95.8	76.6	172.4	1.06	51.6	133.8	3.54
БЗ 2.3	258.5	143.7	76.6	220.3	1.17	51.8	139.2	4.99

Інженерна методика показала задовільну збіжність отриманих результатів. Заниження теоретичних даних відносно розрахунку становить до 17%. Деформаційна методика діючих норм показала високу розбіжність теоретичних та експериментальних даних. Такий результат є наслідком врахування лише несучої здатності поперечного армування в похилому перерізі балки. Якщо використати принцип закладений в інженерній методиці, а саме виконати розрахунок несучої здатності похилого перерізу за деформаційною методикою у вигляді суми несучої здатності бетону і поперечного армування балки, отримаємо:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (4.20)$$

Визначення $V_{Rd,c}$ пропонуємо виконувати вже з величиною $C_{Rd,c}$, визначеною за формулою (4.13), оскільки було отримано результати значно вищої збіжності для зразків 1-ї серії. Результати розрахунку наведені в табл. 4.6.

Табл.4.6

Результати визначення несучої здатності похилих перерізів з поперечною арматурою

Шифр балки	Експериментальна міцність на зріз, $V_{Ed}(Q)$, кН	Теоретична міцність на зріз за ДСТУ	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}$	Теоретична міцність на зріз за залежністю (4.20)			$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
		$V_{Rd,s}$, кН		$V_{Rd,c}$,кН	$V_{Rd,s}$, кН	V_{Rd} ,кН	
БЗ 2.1	148,5	44.9	3.31	93.3	44.9	138.2	1.07
БЗ 2.2	182,5	51.6	3.54	124.3	51.6	175.9	1.04
БЗ 2.3	258,5	51.8	4.99	186.5	51.8	238.3	1.08

Отже розрахунок несучої здатності похилого перерізу, виконаний за залежністю (4.20), показує високу збіжність результатів. Заниження теоретичних результатів розрахунку, порівняно з експериментальними даними, становить 4...8%. Такий підхід при розрахунку оптимально враховує всі фактори, які впливають на несучу здатність похилого перерізу балки.

Графічне порівняння отриманих результатів теоретичного розрахунку показано на рис.4.8.

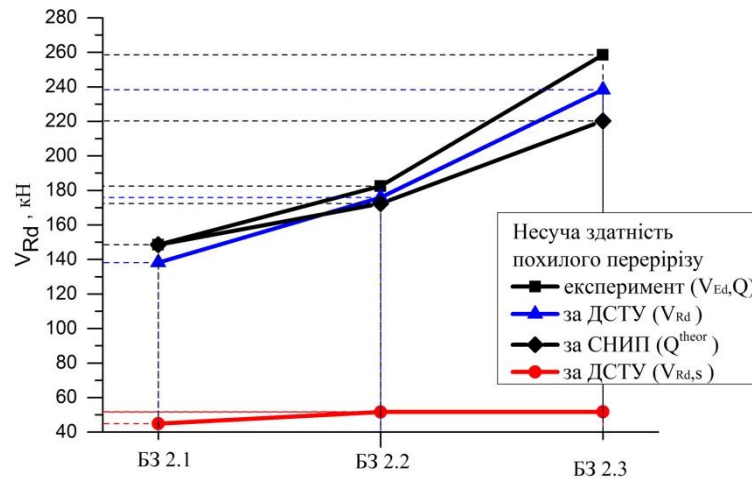


Рис.4.8.Графічне порівняння експериментальних даних та різних методик розрахунку для контрольних зразків 2-ї серії

Отже, як видно з рис. 4.7 визначення несучої здатності похилих перерізів за інженерною методикою показує задовільну збіжність теоретичного розрахунку та експериментальних даних для зразків 1-ї та 2-ї серій. Натомість деформаційна модель діючих норм виключає можливість настання граничного стану згинаних залізобетонних елементів внаслідок вичерпання несучої здатності похилих перерізів. Такий підхід до розрахунку забезпечує їх надійність, що є важливо враховуючи їх різкий та крихкий характер руйнування, проте є дуже не економічним – запас міцності похилого перерізу при цьому складає 1.89...2.02 рази для балок 1-ї серії (табл. 4.2) .

Для встановлення більш точних значень несучої здатності пропонується використовувати значення міцності бетону на зріз залежно від класу бетону. Такий підхід дає значно вищі значення збіжності результатів розрахунку для похилих перерізів без поперечного армування: зниження теоретичних результатів від експериментальних становить 16...29% для контрольних зразків 1-ї серії (табл. 4.3).

Розрахунок міцності похилих перерізів балок з поперечним армування, згідно діючих норм, показав значне зниження теоретичних результатів, оскільки

в розрахунок вноситься лише несуча здатність поперечного армування – запас міцності склав 2.1...3.99 разів для балок 2-ї серії (табл.4.5). Для отримання кращої збіжності можна проводити розрахунок за принципом інженерної методики: врахувати сумісну дію бетону (з врахуванням уточненої міцності бетону на зріз) та арматури в поперечному перерізі. В такому випадку збіжність результатів становить 4...8% в сторону заниження теоретичних результатів порівняно з експериментальними (табл. 4.5).

4.2 Визначення несучої здатності похилих перерізів підсилених залізобетонних балок

В Україні немає норм які б дозволяли виконувати проектування залізобетонних елементів підсилених композитними матеріалами. Тому для розрахунку несучої здатності приймемо наступні передумови роботи підсиленого похилого перерізу:

- для підсиленого похилого перерізу є справедлива гіпотеза плоских перерізів;
- армування композитним матеріалом працює, як додаткове зовнішнє армування;
- система підсилення працює сумісно з бетоном в похилому перерізі.

Таким чином зовнішня композитна арматура включається в фермову модель розрахунку як додаткові розтягнуті елементи решітки ферми.

За умови справедливості прийнятих передумов запропоновано виконувати розрахунок несучої здатності елемента підсилення, як для поперечного армування тому для розрахунку несучої здатності системи підсилення використаємо формулу (4.17), підставивши параметри композитної тканини:

$$V_{Rd}^{add} = \frac{A_{sw}^{add}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd}^{add} \cdot \cot \theta \quad (4.21)$$

Для підсилення під кутом до поздовжньої осі балки:

$$V_{Rd}^{add} = \frac{A_{sw}^{add}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd}^{add} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (4.22)$$

де $A_{fw} = (0.00455 \cdot 7) \cdot 2 = 0.0637 \text{ мм}^2$ – площа поперечного перерізу зовнішньої арматури; $s_f = 100 \text{ мм}$ – крок елементів підсилення; α – кут між поперечною арматурою та поздовжньою віссю балки.

При визначенні несучої здатності додаткового армування кут нахилу умовного стиснутого елемента становив 21.8° , згідно експериментальних даних (рис. 4.9). Збільшення кута, порівняно з контрольними зразками (рис.4.6) відбулось внаслідок збільшення відсотка поперечного армування[54]. Таке значення кута θ відповідає максимальному значенню $\cot\theta=2.5$ [7].

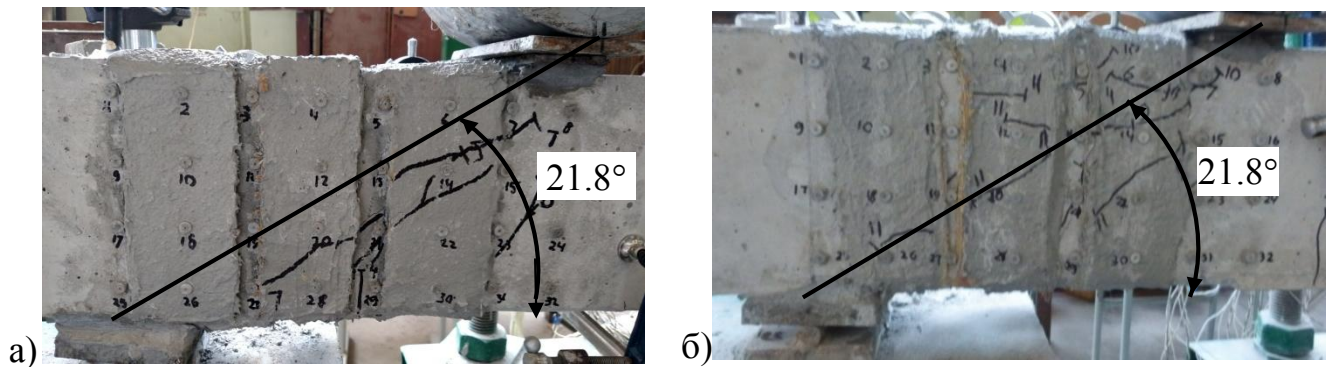


Рис. 4.9. Кут нахилу умовного стиснутого елемента в зразках: а)БПК 1.1.1-0 ;
б) БПК 2.3.2-0.5

Розрахунковий опір композитної арматури визначали за формулою (4.23) згідно рекомендацій [98]:

$$f_{ywd}^{add} = k \cdot \varepsilon_{fd,e} \cdot E_{fid} = k \cdot \frac{\varepsilon_{fk,e}}{\gamma_f} \cdot 0.4 \cdot E_{fuk} \quad (4.23)$$

де $\varepsilon_{fd,e}$ – розрахункове значення граничних деформацій для композитної арматури;

$\varepsilon_{fk,e} = \frac{\varepsilon_{f,e}}{\gamma_f}$ – характеристичне значення граничних деформацій для композитної арматури;

$\gamma_f = 1,3$ – коефіцієнт надійності за матеріалом, згідно рекомендацій [98], який приймається при можливості проковзування тканини чи $\gamma_f = 1,35$ при

можливості розриву тканини (у випадку неможливості настання вище описаних умов коефіцієнт приймається рівним 1);

$k = 0,8$ – понижуючий коефіцієнт, переходу від міцності на розтяг до міцності на зріз, поданий в чинних нормах [7] та в рекомендаціях *fib*[98];

E_{fid} – розрахункове значення модуля пружності композитного матеріалу, яке приймається на рівні 40% від характеристичного значення.

Згідно рекомендацій FIB [98] сумісна робота бетону і елементів підсилення відбувається лише за такого заниження характеристичного значення модуля пружності композитного матеріалу.

Для врахування рівня навантаження балки, при якому відбувалось підсилення, запропоновано використовувати коефіцієнт γ_{yw}^{add} , який залежить від несучої здатності балки на поперечну силу та рівня навантаження. Для коефіцієнта завантаження елемента пропонується використовувати залежність:

$$\gamma_{yw}^{add} = \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right)^n \quad (4.24)$$

де V_{Ed} – розрахункове значення діючої поперечної сили у перерізі;

V_{Rd} – розрахункове значення несучої здатності похилого перерізу залізобетонної балки;

n -коефіцієнт, який враховує наявність внутрішньої сталеві арматури (3/2 – для похилого перерізу без поперечного армування; 1/2 – для похилого перерізу з поперечною арматурою).

На основі наведених даних отримано наступну залежність визначення несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок без поперечного армування (1-а серія) підсиленних композитною тканиною за дії навантаження:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd}^{add} \cdot \gamma_{yw}^{add} \quad (4.25)$$

Аналогічні залежності пропонуються для визначення несучої здатності похилих перерізів армованих композитними матеріалами багатьма дослідниками [63,65,81 та інші] та наведені в рекомендаціях *fib* [98].

Наведені вище залежності було апробовано для розрахунку несучої здатності дослідних зрізків без поперечного армування. Значення несучої здатності контрольних зразків $V_{Rd,c}$ визначається за чинними нормами з врахуванням уточненої величини $C_{Rd,c}$ визначеної за залежністю (4.11). Результати теоретичного розрахунку наведені в табл. 4.7.

Табл. 4.7

Порівняння теоретичних та експериментальних значень несучої здатності похилих перерізів балок без поперечного армування підсилених композитною системою

Шифр дослідної балки	Теоретичні значення				Експериментальні		$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$	$\frac{V_{Ed}^{add}}{V_{Rd}^{add} \cdot \gamma_{yw}^{add}}$
	$V_{Rd,c}$, кН	γ_{yw}^{add}	$V_{Rd}^{add} \cdot \gamma_{yw}^{add}$, кН	V_{Rd} , кН	V_{Ed} , кН	V_{Ed}^{add} , кН		
БЗ 1.1	81.6	-	-	81.6	95	-	1.16	-
БПК 1.1-0		1.0	34.6	116.2	137.5	42.5	1.18	1.23
БПК 1.2-0,3		0.7	20.3	101.9	120	25.0	1.17	1.23
БПК 1.3-0,5		0.5	12.2	93.8	110	15.0	1.17	1.23

Для усіх дослідних зразків отримано задовільну збіжність результатів, в межах 16...18% в бік експериментальних даних. Розрахунок несучої здатності композитного матеріалу як поперечного армування з врахування пропонуваного коефіцієнта γ_{yw}^{add} показує задовільну збіжність, а саме завищення експериментальних даних на 23% для усіх досліджених рівнів діючого навантаження.

Графічне порівняння результатів розрахунку наведено на рис.4.10.

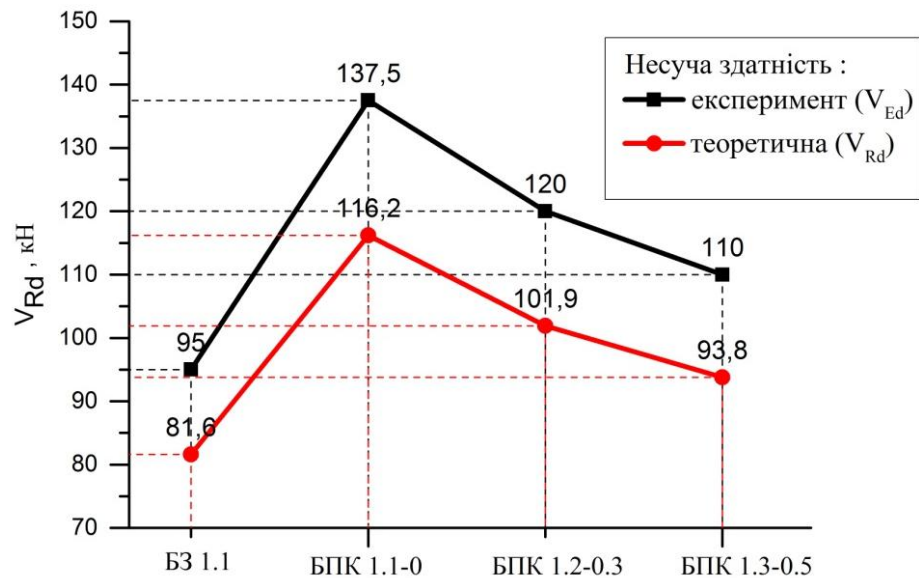


Рис.4.10.Графічне порівняння теоретичних та експериментальних результатів підсиленних балок 1-ї серії

Як бачимо з рис. 4.10 теоретична крива несучої здатності повторює експериментальну, що вказує на достовірність отриманих результатів та залежності врахування впливу в залежності від рівня діючого навантаження.

Розрахунок несучої здатності похилого перерізу залізобетонних балок 2-ї серії, підсилених композитним матеріалом за дії навантаження різного рівня, пропонуємо виконувати за залежністю:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd}^{add} \cdot \gamma_{yw}^{add} \quad (4.23)$$

В основу покладена теорія інженерної методики котра передбачає додавання несучої здатності всіх конструктивних елементів в похилому перерізі. Подібна залежність подана і в рекомендаціях *fib(5-1)* [98], котрі також пропонують визначати загальну несучу здатність похилого перерізу, як суму мінімальних значень його складових.

Результати розрахунку зведені до табличної форми і наведені в табл. 4.8.

Порівняння теоретичних та експериментальних значень несучої здатності похилих перерізів в залізобетонних балках підсилених композитною системою

Шифр дослідної балки	Теоретичні значення					Експериментальні		$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$	$\frac{V_{Ed}^{add}}{V_{Rd}^{add}}$
	$V_{Rd,c}$ кН	$V_{Rd,s}$ кН	γ_{yw}^{add}	$V_{Rd}^{add} \cdot \gamma_{yw}^{add}$ кН	V_{Rd} , кН	V_{Ed} , кН	V_{Ed}^{add} , кН		
БЗ 2.1	93.3	44.9	-	-	138.2	148.5	-	1.07	-
БПК 2.1-0			1.00	34.6	172.8	185.5	37	1.07	1.07
БПК 2.2-0,3			0.84	29.0	167.2	180.0	31.5	1.08	1.09
БПК 2.3-0,5			0.71	24.5	162.7	178.5	30.0	1.10	1.22
БПК 2.4-0,7			0.55	19.0	157.2	171	22.5	1.09	1.18
БПК 2.5-0,5пс			0.71	45.5	183.7	207.5	59.0	1.13	1.29
БПК 2.6-0,5кс			0.71	30.3	168.5	185.0	36.5	1.10	1.20
БПК 2.7-0,5нс			0.71	33.0	171.2	212.5	64.0	1.24	1.93

За результатами теоретичного розрахунку несучої здатності похилих перерізів балок з поперечною арматурою, підсилених системою FRCM при різних рівнях діючого навантаження та схемах підсилення, отримано задовільну збіжність, яка складає в межах 7...24% в сторону перевищення експериментальних величин міцності. При цьому теоретичне визначення міцності композитного матеріалу як елемента додаткового армування теж показує задовільну збіжність, яка складає 7...33% в сторону перевищення експериментальних величин міцності.

Графічне порівняння отриманих результатів розрахунку та експериментальних величин показано на рис.4.11.

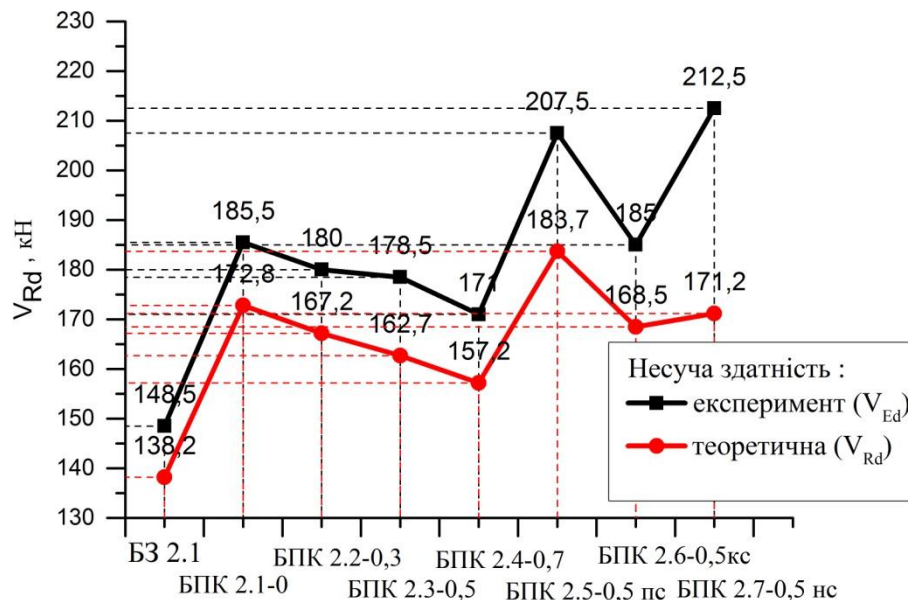


Рис.4.11. Графічне порівняння результатів експериментальних даних з теоретичним розрахунком підсилених балок серії 2

Як видно з рис. 4.11 характер теоретичної кривої до повторює експериментальну криву несучої здатності похилих перерізів, лише для зразка БПК 2.7-0.5нс спостерігається дещо більше відхилення.

Отже пропонований теоретичний розрахунок несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами за дії навантаження показує задовільну збіжність, як і для контрольних балок розрахованих за чинними нормами. Так для зразків 1-ї серії розбіжність між теоретичними та експериментальними результатами контрольних та підсилених зразків є майже ідентичною і становить 16...29% (табл. 4.3, 4.7), а для балок 2-ї серії розбіжність складає 4...24% (табл. 4.6, 4.8), що дозволяє говорити про достовірність пропонованого методу розрахунку похилих перерізів підсилених залізобетонних балок.

Теоретично визначена несуча здатність на дію поперечної сили, яку дає композитна система підсилення, задовільно узгоджується з експериментально отриманими величинами та є меншою від них на 7...29% (табл. 4.8) в залежності від рівня діючого навантаження при підсиленні і схеми підсилення. Лише зразок підсилений під кутом 22° показав значне завищення експериментальних даних.

4.3 Висновки до розділу 4

1. Апробовано розрахунок несучої здатності похилих перерізів контрольних зразків за ДСТУ Б В.2.6-156:2010 з уточненнями щодо врахування міцності бетону на зріз $C_{Rd,c}$, який показав задовільну збіжність результатів, а саме відхилення склало 16...29% для зразків 1-ї серії в сторону перевищення експериментальних величин над теоретичними.
2. Апробовано розрахунок несучої здатності похилих перерізів контрольних зразків за ДСТУ Б В.2.6-156:2010 з врахуванням кута нахилу умовного стиснутого елемента θ та всіх конструктивних елементів в похилому перерізі (принцип інженерної методики СНиП 2.03.01-84*) отримано покращену збіжність результатів, а саме відхилення склало 4...8 % для зразків серії 2 в сторону перевищення експериментальних величин над теоретичними.
3. Запропоновано вдосконалену методику визначення несучої здатності похилих перерізів підсилених балок та для зовнішньої композитної арматури f_{ywd}^{add} , яка базується на рекомендаціях *FIB* [98], та запропоновано коефіцієнт γ_{yw}^{add} , який враховує зниження використання композитної арматури в залежності від початкового рівня навантаження балки.
4. Апробація пропонованої методики розрахунку підсилених зразків 1-ї серії показала задовільну збіжність 16...18% і є майже ідентичною як для контрольних зразків. Для підсилених балок 2-ї серії теоретична та експериментальна несучі здатності теж показали задовільну збіжність 7...24% в сторону перевищення експериментальних величин над теоретичними.
5. Теоретично визначена несуча здатність на дію поперечної сили, яку сприймає композитна система підсилення, для більшості балок задовільно узгоджується з експериментально отриманими величинами та є меншою від них на 7...29%.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Підсилення композитними матеріалами надають змогу значною мірою збільшити несучу здатність залізобетонних елементів. Проте НДС підсиленних під навантаженням похилих перерізів залізобетонних балок не достатньо вивчений та потребує глибшого експериментально-теоретичного дослідження.
2. Розроблено та апробовано методику послідовних випробовувань кожного похилого перерізу залізобетонних балок, що дозволяє зменшити затрати матеріалів, трудоемкості та необхідних вимірювальних приладів. Збіжність результатів перерізів-близнюків становить 5...9%.
3. Максимальний ефект підсилення похилих перерізів балок без поперечного армування (1-а серія) становить 45% для зразків підсиленних без початкового навантаження. При збільшенні рівня початкового навантаження ефект від підсилення спадає. Так для балки підсиленої при рівні 0.3 контрольних зразків ефект підсилення спадає до 26%, а для рівня підсилення 0.5 – до 16%.
4. Максимальний ефект підсилення похилих перерізів балок з поперечним армуванням (2-а серія) підсиленних вертикальними стрічками при різних рівнях навантаження становить 25% для зразків підсиленних без початкового навантаження, для балки підсиленої при рівні 0.3 контрольних зразків ефект підсилення спадає до 21%, для рівня підсилення 0.5 – 20% а при максимальному рівні підсилення 0.7 є мінімальним – 16%.
5. В залежності від рівня навантаження ефект підсилення знижується відповідно для зразків 1-ї серії в 2.8 рази, від 45% до 16%, для зразків 2-ї серії – в 1.6 раз, від 25 % до 16%, тому підсилення при рівні діючого навантаження більшого ніж 0.5 від руйнівного значення для похилих перерізів без поперечного армування та 0.7 для похилих перерізів з поперечним армуванням є недоцільно.
6. 6. Максимальний ефект підсилення похилих перерізів балок з поперечною арматурою (2-а серія) підсиленних за різними схемами при рівні навантаження 0,5 становить 43%, який спостерігали в зразку, підсиленого стрічками тканини

під кутом 68° . Ефект підсилення майже ідентичний при застосуванні тканини суцільної ширини, який становить 40%. Для перерізів балок підсилених стрічкою тканини під кутом 45° до осі балки ефект підсилення найменший з усіх схем підсилення і становить 25%.

7. Для практичного застосування доцільно виконувати підсилення повною шириною стрічки який показав збільшення несучої здатності похилого перерізу на 40%, проте є значно простішим в монтажі, та може одночасно застосовуватись як елемент анкерування при виконанні підсилення нормального перерізу даною FRCM системою.
8. Запропоновано методикау визначення несучої здатності похилих перерізів підсилених балок та розрахункового опору на зріз зовнішньої композитної арматури f_{ywd}^{add} , яка базується на рекомендаціях FIB і запропоновано коефіцієнт γ_{ywd}^{add} , який враховує зниження використання композитної арматури в залежності від початкового рівня навантаження балки.
9. Апробація запропонованої методики розрахунку підсилених зразків без поперечного армування з використанням значень $C_{Rd,c}$, визначених за пропонованою залежністю, показала задовільну збіжність 16...18% як для непідсилених зразків. Для підсилених балок з поперечною арматурою несучу здатність похилого перерізу визначали не лише як несучу здатність поперечного армування згідно чинних норм, а також враховували роботу бетону за методикою наведеною в СНиП 2.03.01-84*. В результаті розрахунку отримано задовільну збіжність 7...24%.
10. Несуча здатність композитної системи підсилення на дію поперечної сили, задовільно узгоджується з експериментально отриманими величинами та є меншою від експериментальних даних на 7...29%.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бабич Є.М. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів залізобетонних згинаних елементів, підсилених вуглепластиковими матеріалами, з врахуванням впливу мало циклового навантаження /Є.М. Бабич, С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. - 2013. - Вип. 25. - С. 212-219
2. Бамбура А.М. Рекомендації щодо застосування композитних матеріалів фірми Sika для підсилення залізобетонних конструкцій / А.Бамбура, О. Гурківський, О. Дорогова, І. Сазанова, Т. Мірошник, О. Панченко, Ю. Собко К. – Київ: ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», 2014. - 45 с.
3. Барашиков А.Я. Експериментальні дослідження згинаних залізобетонних елементів підсилених різними способами / А.Я.Барашиков, О.П.Сумак, Б.А.Боярчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівель і споруд: Зб. наук. праць.– Рівне, РДТУ, 2000.–с. 294-297.
4. Берг О.Я. Физические основы теорий прочности бетона и железобетона. – М.: Госстройиздат, 1961 – 96с.
5. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками.: ДСТУ Б.В. 2.7 - 214: 2009. - [чинний від 2009-12-22]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с. – (Національний стандарт України).
6. Бетонні і залізобетонні конструкції. СНиП 2.03.01-84* 1988. - [чинний від 1988-07-08]. - М.: НИИЖБ, 1988. – 118с. - (Стандарт СРСР).
7. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону.: ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. - [чинний від 2011-06-01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118с. - (Національний стандарт України).
8. Бетонні та залізобетонні конструкції.: ДБН В.2.6-98:2009. – [чинний від 2011-06-01]. - К.: Мінрегіонбуд України , 2011. – 71 с. – (Національний стандарт України).

9. Боднарчук Т. Оцінка впливу поздовжньої арматури на несучу здатність похилих перерізів залізобетонних елементів що працюють на згин та сприймають поперечну силу. / Т. Боднарчук, М. Воробець, С. Нікіфоряк //Архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2012. - № 13. – С.1-4.
10. Бокарев С.А. Экспериментальные исследования при пониженных и повышенных температурах железобетонных образцов, усиленных полимерными композиционными материалами. / С.А. Бокарев, А.Н. Костенко, Д.Н. Смердов, А. А. Неровных// Наукоеведение. – 2013. - №3. – С. 1-9.
11. Борисюк О.П. Міцність жорсткість та тріщиностійкість нормальних перерізів залізобетонних балок підсилених композитними матеріалами. /О.П. Борисюк, О.П. Конончук О.П. // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) ПолтНТУ. – 2012. – Вип.2(32),т.2. – С. 1-10.
12. Борисюк О.П. Підсилення залізобетонних конструкцій сучасними матеріалами / О.П Борисюк, Мельник С.В. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. - 2010. – Вип. 20. – С. 459 – 465
13. Боришанський М.С. Некоторые вопросы трещенообразования и прочности обычных и предварительно напряженных балок при действии поперечных сил// Материалы VIконференции по бетону и железобетону- Рига, - 1966. – с.40-55.
14. Боришанський М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения, Стройиздат, 1946.
15. Быков А.А. К описанию клеевого соединения «композит-бетон» при загрузении / А.А. Быков, А.В. Калугин // Наукоеведение. – 2013. - №4. – С. 1-13.
16. Быков А.А. Новая формула для расчета деформаций отслоения композита / А.А. Быков, А.В. Калугин // Наукоеведение. – 2013. - №4. – С. 1-13.

17. Валовий О.І. Міцність нормальних і похилих перерізів балок, підсилених у стиснутій зоні / О.І. Валовий, Д.В. Попруга // Вісник Криворізького технічного університету Збірник наукових праць. - 2009. - №24. –С.1-4.
18. Вегера П.І. Аналіз ефективних способів підсилення похилих перерізів в згинаних залізобетонних елементах. /П.І. Вегера, Р.Є. Хміль, З.Я. Бліхарський // Містобудування та територіальне планування. – 2014. - №54. – С.88-93.
19. Вегера П.І. Аналіз основних методів підсилення композитними матеріалами похилих перерізів згинаних залізобетонних елементів /П.І. Вегера, Р.Є. Хміль, З.Я. Бліхарський// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2016. - №31. – С1-10.
20. Вегера П.І. Експериментальні дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок підсилених системою FRСМ /П.І. Вегера, Р.Є. Хміль, З.Я.Бліхарський// Містобудування та територіальне планування – 2016. - №. – С.38-43. – представлено результати експериментальних досліджень залізобетонних балок підсилених композитною тканиною за навантаження різного рівня.
21. Вегера П.І. Застосування вдосконаленого методу розрахунку похилих перерізів залізобетонних балок /П.І. Вегера, Р.О. Ткач, З.З.Бліхарський Р.Є. Хміль, // Теорія та практика будівництва – 2016. - №844. – С.13-19.
22. Вегера П.І. Оптимізація методики експериментальних досліджень похилих перерізів залізобетонних балок /П.І. Вегера, Р.Є. Хміль, З.З.Бліхарський// Теорія та практика будівництва – 2015. - №823. – С.38-43.
23. Вироби бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробовувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості.: ДСТУ Б В.2.6-7-95. - [чинний від 2009-12-22]. – К.: Укрархінформбуд України, 1997. – 42с.- (Національний стандарт України).
24. Гапонов В. В. Підсилення згинаних залізобетонних конструкцій композитними матеріалами / Гапонов В. В. // УДК 624:69.059.3, – 2011, – с. 238-246.

25. Гвоздев А.А. Залесов А.С. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов// Бетон и железобетон. – 1978. - №11. – С.27-28.
26. Гладишев Г.М. Тріщиностійкість і міцність залізобетонних елементів при їх розколюванні по похилим перерізам: дис. ... кандидата технічних наук: 05.23.01 / Гладишев Геннадій Миколайович. – М., 1976.
27. Двоскина Л.Г. Исследование вклада характеристик железобетонных элементов в их прочность по наклонному сечению: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.21.01 «Будівельні конструкції будівлі та споруди»/ Л.Г. Двоскина. – Вильнюс, 1977. – 16 с.
28. Дмитренко А.О. Визначення нагельного зусилля в поздовжній арматурі в місці перетину похилою тріщиною. / А.О. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. - 2006. – Вип. 14. – С. 170-174.
29. Дмитренко А.О. Напружено-деформований стан похилих перерізів залізобетонних елементів, що згинаються.: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / А.О. Дмитренко. – Полтава, 2007. – 23 с.
30. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень міцності балок із бетону підвищеної міцності за похилими перерізами / О.О. Довженко, Т.Ю. Качан, О.О. Мальована, В.Ю. Борбич // Будівельні конструкції. - 2013. – Вип.78. ч.1. - С. 565-571.
31. Дорофеев В.С. Міцність при опорних ділянок залізобетонних балок при наявності поздовжніх сил. / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, М.М. Петров // Сучасне промислове та цивільне будівництво. – 2009. – Том 5. №4. – С.153-164.
32. Дорофеев В.С. Деформаційний метод розрахунку міцності приопорних ділянок залізобетонних конструкцій / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Ф.Р. Карп'юк, Н.М. Ярошевич // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2008. - № 31. –С. 141–150.
33. Дорофеев В.С. Інженерний метод розрахунку міцності приопорних ділянок прогінних залізобетонних конструкцій / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк,

- О.М. Крантовська, М.М. Петров// Теорія і практика будівництва. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2013. - №755 - С.118-125
34. Дорошкевич Л.А. О влиянии поперечной арматуры на работу балки по наклонному сечению/ Л.А. Дорошкевич, Б.А. Шостак // Вопросы современного строительства. Весник ЛПИ. – 1971. - №63. – С.92-150.
35. Дорошкевич Л.О. Новий підхід до розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних згинаних елементів. / Л.О. Дорошкевич, С.Б. Максимович, Б.Г. Демчина // Теорія і практика будівництва. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2012. - №.737 – С. 91–100.
36. Дорошкевич Л.О. Про розрахунок міцності похилих перерізів у залізобетонних мостових балках при одночасній дії рівномірно розподіленого ат зосередженого навантаження/Л.О. Дорошкевич Є.І. Кривий // Транспортна академія України праці західного наукового центру. – 1998.
37. Дорошкевич Л.О. Міцність залізобетонних конструкцій по похилих перерізах /Л.О. Дорошкевич. Є.І. Кривий – Л.: Транспортна академія України, 2001. – 240 с.
38. Дубіжанський Д.І. Міцність та деформативність залізобетонних балок, посиленних залізобетонною обіймою під навантаженням: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Д.І. Дубіжанський – Львів, 2013. – 21с.
39. Єфіменко В. І. Експериментальні дослідження несучої здатності залізобетонних балок, відновлених полімербетонними ремонтними сумішами / В.І. Єфіменко, А.А. Савченко, О.П. Сухан // Гірничий вісник. – 2014. -№98.- С. 44-48.
40. Загальні принципи забезпечення надійності і конструктивної безпеки будинків, споруд, будівельних конструкцій і основ.: ДБН В.1.2-14:2009. – [чинний від 2009-12-1]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с. - (Національний стандарт України).

41. Залесов А. С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А. С. Залесов, Ю. А. Климов. – Київ : Будівельник , 1989. – 105 с.
42. Залесов А.С. Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – К.: Будівельник, 1989. – 105 с.
43. Залесов А.С. Попов Г.И. Расчет прочности приопорных участков балок на основе двухблочной модели// Бетон и железобетон. – 1986. - №2. – с.34-35.
44. Йовчик О.Д. Вплив рівня діючого навантаження на жорсткість залізобетонних балок, підсилених системою Ruredil X Mesh Gold. / О.Д. Йовчик, П.І. Країнський, Р.В. Вашкевич, Р.Є. Хміль, З.Я. Бліхарський // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. – 2013. – №25. – С.719-726.
45. Ільницький Б.М. Міцність і деформативність залізобетонних балок, посилені композитними матеріалами. / Б.М. Ільницький, А.П. Крамарчук // Вісник Львівського державного аграрного університету :архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2009. – № 10. – С. 1-7.
46. Канюк В.М. Міцність залізобетонних згинаних елементів завантажених в межах висоти перерізу: дис. ... кандидата технічних наук: 05.23.01 / Канюк Василь Миколайович. – Л., 2001.-143с.
47. Катвицький Р.М. Випробування на морозостійкість бетонних зразків, підсилених вуглецевими стрічками. / Р.М. Катвицький // Вісник ХНАДУ. – 2012. – вип. 58. – С. 54-58.
48. Кваша В.Г. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними матеріалами/ В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. - 2011. - Випуск 22 – с.801-807
49. Кваша В.Г., Експериментальне дослідження залізобетонної мостової балки за ТП вип. 56, підсиленої композитною стрічкою з вуглецевих волокон CFRP / В.Г. Кваша, І.В. Мельник, М.Д. Климпуш // Автомобільні дороги та дорожнє будівництво. – К., 2001. – Вип. 62. – С. 267-271.

50. Климов Ю.А. Расчет прочности элементов при действии поперечных сил// Бетон и железобетон. – 1988. - №4. – с.33-35.
51. Козак О. В. Порівняльний аналіз розрахунку перерізів згинальних елементів за поперечною силою / Козак О. В. // Теорія і практика будівництва №11, – 2013, – с. 35-39.
52. Конончук О.П. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок підсилених композитними матеріалами /О.П. Конончук // Ресурсоекономні матеріали будівлі та споруди. Збірник наукових праць. – 2012. – Випуск 23. – С. 479–486.
53. Корнійчук О.І. Міцність та тріщиностійкість похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень.: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / О.І. Корнійчук. – Полтава, 2009. – 22с.
54. Корнійчук О.І. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів згідно нових нормативних документів ДБН В.2.6.-98 та ДСТУ Б В.2.6-156/ О.І. Корнійчук//Ресурсоекономні матеріали, будівлі та споруди. – 2013. - Вип, 29. – с. 269-274.
55. Кривошеєв П.І. Науково-технічні проблеми реконструкції будівель і споруд / П.І. Кривошеєв // Будівельні конструкції. Реконструкція будівель і споруд. Досвід і проблеми. - 2001. – вип. №54. - с. 3-10.
56. Лозовий Ю.І. Розрахунок металічних кронштейнів підсилення залізобетонних балок / Ю. І. Лозовий, Е. Р. Хило // Вісник ЛПІ. – 1967. – Випуск №20. – С. 36-42.
57. Мазурак А. Розрахунок залізобетонних балкових елементів за несучою здатністю похилих перерізів. / А. Мазурак, І. Ковалик, В. Михайличенко, Т. Мазурак, В. Калітовський // Вісник Львівського державного аграрного університету :архітектура і сільськогосподарське будівництво. –2012 .- №13. - С.74-80.

58. Маилян Д.Р. Вопросы исследования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных различными видами композитных материалов. / Д.Р. Маилян, А. Михуб, П.П. Польской //Инженерный вестник Дона. – 2013. - №2(25). – С.1-5.
59. Максимович С.Б. Міцність похилих перерізів залізобетонних балок з двозначною епюрою згинальних моментів, завантажених зосередженими силами: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / С.Б. Максимович. – Львів, 2001. – 14с.
60. Мельник І.В. Експериментальні дослідження залізобетонних балок з поздовжньою арматурою класу А500С, підсилених композитною системою Ruredil X mesh Gold. / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, Р.І. Канафоцький, Н.Б. Давидовський // Наука та прогрес транспорту. Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту. – 2011. – №.39 – С. 104-109.
61. Мельник І.В. Експериментальні дослідження деформативності залізобетонних балок, підсилених під навантаженням композитною системою Sika CarboDur. / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, Н.Б. Давидовський, В.О. Крет // Теорія і практика будівництва. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2013. - №. – С.124-130.
62. Мельник С.В. Робота підсилених за похилими перерізами згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях та удосконалення методики розрахунку: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / С.В. Мельник – Львів, 2013. – 20с.
63. Мельник С.В. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів підсилених залізобетонних балок. /С.В. Мельник// Комунальне господарство міст. – 2012. - №105. – С.111-116.

64. Методи визначення призової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона.: ДСТУ Б В.2.7-217:2009. – [чинний від 2009-12-22]. – К.: Мінбудрегіон України, 2010. – 16с.- (Національний стандарт України).
65. Михуб А. Расчет железобетонных балок, усиленных композитными материалами по методу аналоговой фермы / А. Михуб, П.П. Польской, Р.В. Костеленко, А.М. Блягоз //Новые технологии . – 2012. - №2. – С.24-34.
66. Мурин А.Я. Моделювання залізобетонної балки таврового перерізу, підсиленої зовнішньою композитною арматурою / А.Я. Мурин, М.М. Іванів, О.С. Сергеев // Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка Галузеве машинобудування, будівництво. - 2012. - Вип. 5. - С. 106-110
67. Мурин А.Я. Міцність нормальних перерізів залізобетонних балок підсиленних зовнішньою композитною арматурою. /А.Я. Мурин // Теорія і практика будівництва. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2008. - №.735 – С.155-158.
68. Оныськив Б.Н. Исследование несущей способности железобетонных балок без поперечного армирования по наклонным сечениям при различных схемах загрузки// Вопросы современного строительства. Весник ЛПИ. –1971. - №63. – С.30-38.
69. Параничева Н. В. Усиление строительных конструкций с помощью углеродных композиционных материалов / Параничева Н. В.// Инженерно-строительный журнал – 2010. - №2. – С.19-22.
70. Пецольд Т. М. Методика расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза / Т. М. Пецольд, Є. Д.Лазовський, Д. О. Глухов // Вестник полоцкого государственного университета, -2012. - с. 40-45.
71. Попруга Д.В. Задачі і методика експериментального дослідження залізобетонних балок, підсиленних нарощуванням в стиснутій зоні бетоном з відходів збагачення залізних руд / Д. В. Попруга, О. І. Валовий // Дороги і мости: зб. наук. пр. – 2008. –Вип. 10. – С. 54- 59.

72. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови: ДСТУ 3760:2006 [чинний від 2006-12-11]. –К.: Інститут чорної металургії НАН України, 2006. – 28 с. - (Національний стандарт України).
73. Пушкар Н.В. Технологічна пошкодженість та робота залізобетонних згинальних елементів по похилим перерізам: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Н.В. Пушкар. – Одеса, 2003. – 15.
74. СНББ. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.: ДСТУ Б.В.1.2-3:2006. - [чинний від 2007-01-01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 15с. - (Національний стандарт України).
75. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение.: ГОСТ 12004-81. – [чинний від 1983-07-01]. – М.: НИИЖБ, 1981. – 11 с. – (Стандарт ССРСР).
76. Стороженко Л.І. Визначення міцності похилих перерізів у залізобетонних елементах, що згинаються без поперечного армування. / Л.І. Стороженко, А.О. Дмитренко, Т.А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. - 2008.-Випуск 16 ч.2 – С.365-370.
77. Тензорезисторы. Общие технические условия: ГОСТ 21616-91. [чинний від 1992-01-01]. – М.: Министерством общего машиностроения СССР, 1992. - 49с.- (Національний стандарт України).
78. Хило Е. Р.Усиление строительных конструкций. / Е.Р. Хило, Б.С.Попович. – Львов: Вища школа, 1985. – 156 с.
79. Чернявський В.Л. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами / В.Л. Чернявський, Ю.Г. Хаютин, Е.З. Аскельрод, В.А. Клевцов, Н.В. Фаткуллин. – М.: ООО «ИнтерАква», 2006. – 113 с.
80. Шевчик А. Нові матеріали фірми Sika для підсилення дорожніх та мостових об'єктів /А. Шевчик// Науково-технічна конференція, присвячена 70-річчю білоруської дорожньої науки «Будівництво і експлуатація автомобільних шляхів та мостів». – 1998. – Мінськ. – С.278 - 284.

81. Шилин А.А. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами / А.А. Шилин, В.А. Пшеничный, Д.В. Каргузов. - М: Стройиздат, 2007. – 184 с.
82. Штамм К. Багатошарові конструкції / К. Штамм, Г. Вітте -М.: Строиздат, 1983. - 300 с.
83. Ahmed E. A.-M. Shear behavior of concrete beams reinforced with fibre-reinforced polymer (PFR) stirrups : dis. ... doctor sciences: 05.23.01/ Ehab Abdul-Mageed Ahmed. – S., 2009. – 291p.
84. Alzate A. Shear strengthening of reinforced concrete members with CFRP sheets / A. Alzate, A. Arteaga, A. de Diego, D. Cisneros, R. Perera// *Materiales de Construcción*. – 2013. – P. 251-265
85. Amadio C. A novel hybrid system with RC-encased steel joints. / C. Amadio, L.Macorini, S.Sorgon, G.Suraci// *EJECE*. – 2011. – Vol.15, №10. – P.1433-1463.
86. An The Vinh Flexural Strengthening of reinforced concrete beams with prestressed CFRP laminates. : dis. ... PhD: 05.23.01/ An The Vinh. – University of Padova., 2009. – 72p.
87. Bazant Z.P. Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups. / Z.P. Bazant, M.T. Kazemi // *ACI Structural journal*. – 1991. – V.88 №3. – P.268-276.
88. Bhutta M.A.R. Strengthening reinforced concrete beams using kenaf fiber reinforced polymer composite laminates. / M.A.R. Bhutta, A.K. Nur Hafizah, M.Y. Jamaludin, M.H. Warid, M. Ismail, M. Azman // *Third International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies*. –2009. – C.1-11.
89. Blanksvard T. Strengthening of concrete structures with cement based bonded composites. / T. Blanksvard, B. Taljsten // *Journal of Nordic Concrete Research*. – 2008. - P.133-153.
90. Bond A. J. How to Design Concrete Structures using Eurocode 2 / A. J. Bond, O. Brooker, A. J. Harris, T. Harrison, R. M. Moss, R. S. Narayanan, R. Webster, The Concrete Centre - London W4 4AL, 2006 – p. 104.

91. Bresler B. Review of concrete beams failing in shear / B.Bresler, J.MacCreger// Journal of the Structure Division. – 1967. – vol. 93 – pp. 343-372.
92. Campbell F. C. Structural Composite Materials / F. C. Campbell. –Novelty, OH: ASM International, 2010. – 500 p.
93. Chavan R.S. Shear strength of slender reinforced concrete beams without web reinforcement. / R.S. Chavan, P.M. Pawar // Journal of engineering research and application. – 2013. – V.3, Issue 6. – p. 554-559.
94. David E. Repair and strengthening of reinforced concrete beams using composite materials. / E. David, C. Djelal, F. Buyle-Bodin // 2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering. – 1998. – C.1-8.
95. Ekenel M. Flexural fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with FRP fabric and procured laminate systems. /M. Ekenel, A. Rizzo, J.J. Myers, A Nanni // Journal of composites for construction. – 2006. – vol.1. – P.433-442.
96. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings (together with United Kingdom National Application Document): DD ENV 1992-1-1:1992. - [approved1992-05-15]. - L.: BSI, 1992. – 194p. - (Europeanstandart).
97. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules for buildings: EN 1992-1-1:2004 (E). - [approved2004-04-16]. - B.: GEN National Members, 2004. – 225p. - (Europeanstandart)/
98. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report / [T. Triantafillou, S. Matthys, K. Audenaert, G. Balázs, and oth]. – St.: International Federation for Structural Concrete (fib)., 2001. – 130p.
99. Ferrari V.J. Flexural strengthening of reinforced concrete beams with carbon fibres reinforced polymer (CFRP) sheet bonded to a transition layer of high performance cement-based composite. / V.J. Ferrari, J.B. De Hanai // Ibracon structural and materials journal. – 2012. – V.5 №5. – p. 596-626.
100. Franca P. Behavior of flexural strengthened beams with prestressed CFRP laminates. / P. Franca, A. Costa // FRPRCS – 8 University of Patras. – 2007. – P. 1-10.

101. Godat A. Size Effects for Reinforced Concrete Beams Strengthened in Shear with CFRP Strips / A. Godat, Z. Qu, X.Z.Lu, P. Labossière, L. P. Ye, K. W. Neale, M.Asce// Journal of composites for construction.-2010.-P.260-271.
102. Harris B. Engineering composite materials /B. Harris. – London.: The Institute of Materials, 1999. – 194p.
103. Jirawattattanasomkul T. Ultimate shear behavior and modeling of reinforced concrete members jacketed by fiber reinforced polymer and steel: dis. ... doctor sciences: 05.23.01/ Tidarut Jirawattattanasomkul. – H., 2013. – 80p.
104. Jumaat M.Z. Premature failures in plate bonded strengthened RC beams with an emphasis on premature shear: a review. / M.Z. Jumaat, M.A. Rahman, M.A. Alam, M.M. Rahman // International journal of the physical sciences. – 2011. – Vol.6(2). – P. 156-168.
105. Jung K. Shear strength performance of Hybrid FRP-FRCM /K.Yung, K.Hong, S. Han, J.Park, J.Kim// Advances in Materials Science and Engineering. – 2015. – Vol.2015. – P.1-11.
106. Kolsch H. Carbon Fiber Cement Matrix (CFCM) overalay system for masonry strengthening. / H. Kolsch // Journal of composites for construction. – 1998. – vol.1. – P.105-109.
107. Lamanna A.J. Strengthening of concrete beams with mechanically fastened FRP strips. / A.J. Lamanna, L.C. Bank, D.T. Borowicz, D. Arora // Composite structures. – 2007. – Vol.79, Issue 2. – P. 180-191.
108. Leonardt F. Beitrage zur Behandlung der Schubprobleme im Stalhbetonbau/F. Leonardt, R. Walter //Beton-und Stalhbetonbau. – 1962/ - Heft 8.
109. Massam L. The behavior of GFRP reinforced beams in shear. : dis. ... degree masters of applied sciense: 05.23.01/ Laurent Massam. – University of Toronto., 2001. – 314p.
110. Matta F. Size effect on shear strength of concrete beams reinforced with FRP bars. / F. Matta, A. Nanni, N. Galati, F. Mosele // Proc. 6th int. conf. on fracture mechanics of concrete and concrete structures (FraMCos-6). – 2007. - №8. – P.1-8.

111. Micelli F. Strengthening of short shear span RC-T joists with FRP composites. / F. Micelli, R.H. Annaiah, A. Nanni // Journal of Composites for Construction. – 2002. – Vol. 6, Issue 4. – P. 264-271.
112. Minelli F. Flexure and shear behavior of RC beams strengthening by external reinforcement. / F. Minelli, G.A. Plizzari, J. Cairns // Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting. – 2009. – Vol. II. – p. 1047-1053.
113. Mokhtar N.B. Shear strength analysis of concrete beams reinforced with GFRP bars using strut and tie model. / dis. ... degree masters of Civil Engineering: 05.23.01/ Norfaniza Binti Mokhtar . – Universiti Tun Hussein Onn Malaysia., 2011. – 41p.
114. Mörsch E. Der Eisenbetobau / E. Mörsch. – Stuttgart.: 5 Auflage, 1920.
115. Mostofinejad D. Effect of concrete strength and groove dimension on performance of grooving method to postpone debonding of FRP sheets in strengthened concrete beams. / D. Mostofinejad, M.J. Hajrasouliha // Transactions of Civil Engineering. – 2013. – Vol. 37 №2. – p. 219-232.
116. Nabipay P. Shear resistance of concrete T-beams prestressed with CFRP cables. / P. Nabipay, D. Svecova // Cice 2012 proceeding, International Institute for FRP Construction. – 2012. – P.1-8.
117. Neagoe C.A. Concrete beams reinforced with CFRP laminates: dis. ... degree masters of Civil Engineering: 05.23.01/ Catalin Andrew Neagoe. – Universitat Politecnica de Catalunya., 2011. – 113p.
118. Nilson A.H. Design of concrete structures. 13th ed. / A.H. Nilson, D. Darwin, C. W. Dolan. – India: McGraw Hill, 2003. – N.p.
119. Noshiravani T. Experimental investigation on reinforced ultra-high performance fiber-reinforced concrete composite beams subjected to combined bending and shear. / T. Noshiravani, E. Bruhwiler // ACI Structural Journal. – 2013. - №110-S22. – P.251-262.
120. Ombers L. Shear capacity of concrete beam strengthened with cement based composite materials /L. Ombers// Composite Structures. – 2011. - №94.- P. 143-145.

121. Panchacharam S., Belardi A. Torsional behavior of reinforced concrete beams strengthened with FRP composites. / S. Panchacharam, A. Belardi // First FIB Congress, Osaka, Japan. – 2002. – P.1-11.
122. Rizkalla S. Design recommendations for the use of FRP for reinforcement and strengthening of concrete structures. / S. Rizkalla, T. Hassan, N. Hassan. // Structural Engineering Material. – 2003. – v. 5. – p. 16-28.
123. Rosenboom O. Analytical modeling of flexural debonding in CFRP strengthened reinforced or prestressed concrete beams. / O. Rosenboom, S. Rizkalla // FRPRCS-8. – 2007. – P.1-10.
124. Ross T.J. Direct shear failure in reinforced concrete beams under impulsive loading. / T.J. Ross. – Kirtland: Air Force Weapon Laboratory, 1983. – 226p.
125. Ruiz A. Design equations for reinforced concrete members strengthened in shear with external FRP reinforcement formulated in an evolutionary multi-objective framework. / A. Ruiz, R. Perera // Composites Part B: Engineering. – 2012. – Vol.43, Issue 2. – P. 488-496.
126. Ruredil spa Technical Department. Instruction for the Planning of Static Consolidation Interventions through the use of Fibre Reinforced Cementitious Matrix - FRCM. – Milan, 2008. – 201p.
127. Saeed M.M. Torsion, shear and bending in reinforced concrete beams. : dis. ... degree masters of Civil Engineering: 05.23.01/ Mirza Muhhamad Saeed. – McGill University1962. – 353p.
128. Shamsheer B. Shear response and design of RC beams strengthened using CFRP laminates. / B. Shamsheer// International Journal of Advanced Structural Engineering – 2013. - №5. – P.16
129. Shuuraim A.B. Efficacy of CFRP configurations for shear of RC beams: experimental and NLFE. / A.B. Shuuraim // Structural Engineering and Mechanics. – 2011. – Vol.39, №3. – P.361-382.
130. Sim J. Shear strengthening effects with varying types of FRP materials and strengthening methods. / J. Sim, G. Kim, C. Park, M. Ju // FRPRCS-7. – 2010. – P.1665-1679.

131. Sing B. An appraisal of dowel action in reinforced concrete beams/ B.Sing, S. Cnintakindi//Structure sand buildings, - 2015, - Vol.166, - P.257-267.
132. Starnes M. Strengthening of reinforced concrete beams with carbon FRP. / M. Starnes, D. Duthinh // Composites in Constructions. – 2001. - №1. – P. 493-498.
133. Trapko T. Shear strengthening of reinforced concrete beams with PBO-FRCM composites /T. Trapko, D. Urbanska, M. Kaminski// Composites Part B. – 2015. - №80. – P.63-72.
134. Tudu C. Study of torsional behavior of rectangular reinforced concrete beams wrapped with GFRP. : dis. ... degree masters of Civil Engineering: 05.23.01/ Chhabirani Tudu. – National Institute of Technology Rourkela, 2012. – 108p.
135. Vegeera P.I. The shear strength of reinforced concrete beams without shearreinforcement/P.I Vegeera, R.E. Khmil, Z.Y. Blikharskiy//Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture. – 2015. - № 62. – P.447-45.
136. Vegeera P.I. Carrying capacity of reinforced concrete beams with different shear span to effective depth ratio. /P.IVegeera, R.E. Khmil, Z.Y. Blikharskiy//Budownictwo. – 2015. - № 21. – P.355-365.
137. VegeeraP.I. Application of different methods of calculation planning research of reinforced concretebeams strengthened by an inclined cross sections /P.I Vegeera, R.E. Khmil, Z.Y. Blikharskiy// Теорія і практика будівництва. – 2014. - №781. – С.196-201.
138. Yousif S.T. M.A. Modelling of ultimate load for R.C. beams strengthened with carbon FRP using artificial neural networks. / S.T. Yousif, M.A. AL-Jurmaa // Al-Rafidain Engineering. – 2010. – Vol.18, №6. – P.28-41.

Додаток 1.

Довідки про впровадження результатів дисертаційних досліджень

„ЗАТВЕРДЖУЮ”

Проректор


 Національного університету
 «Львівська політехніка»

доц. Давидчак О.Р.

2016 р.

про впровадження у навчальний процес у Національному університеті «Львівська політехніка» результатів дисертаційної роботи Вегери Павла Івановича «Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок підсилених композитними матеріалами за дії навантаження»

Комісія у складі:

Соболь Х.С. – голови науково-методичної ради Інституту будівництва та інженерії доквілля, декана повної вищої освіти інституту, д.т.н., проф.,

Холода П.Ф. – завідувача кафедри «Будівельні конструкції та мости», к.т.н., доц.

цим актом підтверджує те, що у навчальному процесі на кафедрі «Будівельні конструкції та мости» Інституту будівництва та інженерії доквілля впроваджені результати дисертаційної роботи «Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок підсилених композитними матеріалами за дії навантаження».


Результати роботи впроваджено у вигляді розділів у лекційних курсах для студентів напрямку підготовки 6.170203 «Пожежна безпека» та спеціальності 261 – «Пожежна безпека» та 6.060101 «Будівництво» і спеціалізації 192.01 «Промислове та цивільне будівництво»:

– «Результати експериментальних досліджень похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених під навантаженням новітніми матеріалами FRCM» – у лекційні курси «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для напряму підготовки 6.060101 «Будівництво» та «Реконструкція будівель та споруд» для базового напряму підготовки 6.060101 «Будівництво».

– «Методика розрахунку параметрів напружено-деформованого стану залізобетонних балок, підсилених під навантаженням новітніми матеріалами FRCM» – у лекційні курси «Проектування залізобетонних та мурованих конструкцій» для спеціалізації 192.01 «Промислове та цивільне будівництво» та «Обстеження і реконструкція будівель і споруд після пожежі» для спеціальності 261 «Пожежна безпека».

голова науково-методичної ради Інституту
 будівництва та інженерії доквілля,
 декан повної вищої освіти інституту,
 д.т.н., проф.

завідувач кафедри
 «Будівельні конструкції та мости»,
 к.т.н., доц.


 Х.С. Соболь


 П.Ф. Холод

№ 23/79 Дата 08.12.2016р.

на № _____ від _____

ДОВІДКА

про впровадження результатів науково-дослідних робіт

Розробка конструктивних рішень підсилення похилих перерізів залізобетонних балок естакад ТМП цеху парогазопостачання управління енергозабезпечення ТОВ «КАРПАТНАФТОХІМ» без їх розвантаження була виконана після технічного висновку колективу співробітників Інституту будівництва та інженерії доквілля Національного університету «Львівська політехніка» про необхідність підсилення даних конструкцій.

При виконанні даного підсилення були використані результати дисертаційних досліджень Вегери Павла Івановича на тему: «Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок підсилених композитними матеріалами за дії навантаження».

Начальник відділу
технічного нагляду

В.В. Кучер

Товариство з обмеженою відповідальністю "Інститут Проектування
"КОМФОРТБУД"

Limited Liability Company COMFORTBUD Design Institute

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



15, Lemkivska St., 79019, Lviv, Ukraine
tel: +38 (032) 235-08-70
fax: +38 (032) 235-09-70
Melnikova, 83D St., 04119, Kyiv, Ukraine
tel: +38 (044) 233-62-05
http:// www.comfortbud.ua
e-mail: ipcb_office@comfortbud.ua

ЄДРПОУ 34259862, ІПН №342598613048, свідоцтво № 17864872, юридична адреса: 79035, м. Львів, Україна, вул. Зелена, 186
п/р 26009011198622 у ПАТ «Укрсоцбанк», м. Київ МФО 300023,
р/р 26007182884500 у відділенні №824 АКІБ "УкрСиббанк", МФО 351005

05.12.2016

ДОВІДКА

про впровадження результатів науково-дослідних робіт

ТЗОВ «Інститут проектування «Комфортбуд» у своїй практичній роботі частково використовував результати дисертаційної роботи Вегери Павла Івановича «Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок, підсилені композитними матеріалами за дії навантаження», а саме при розробці конструктивних рішень підсилення перерізів залізобетонних конструкцій по об'єкту «Реконструкція приміщень одноповерхового складу виробничого корпусу за рахунок вбудовано-надбудованого 2-го поверху на вул. Липинського, 54 у м. Львові».

З повагою,
директор



А.П.Вишневський