

І.А. Карпюк, доц., канд. техн. наук, **В.М. Карпюк**, проф., д-р техн. наук, **А.І. Костюк**, доц., канд. техн. наук, **Р.В. Глібоцький**, асп., **О.О. Постернак**, доц., канд. техн. наук
Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна
e-mail: irina.carpyuk@gmail.com, v.karpiuk@ukr.net, isi@ogasa.org.ua,
romich.gl@gmail.com, alex.bk@ukr.net

Деформативність та тріщиностійкість пошкоджених балок з базальтопластиковою арматурою, підсилених вуглепластиковим полотном

В роботі наведені результати досліджень деформативності та тріщиностійкості доведених у попередніх випробуваннях до граничного стану (ULS) базальтобетонних балок, підсилених зовнішнім фіброармованим пластиком (CFRP). Ці дані представлені у вигляді експериментально – статистичних залежностей основних параметрів працездатності дослідних зразків від конструктивних чинників та рівнів малоциклового повторного навантаження.

Найбільший вплив на деформативність матеріалів та дослідних зразків – пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиком, мають: величина відносного прольота зрізу (a/h_0), потім – клас бетону (С) і ,наостанок, коефіцієнт поперечного армування (ρ_{fv}) їхніх приопорних ділянок.

пошкоджені базальтобетонні балки; підсилення приопорних ділянок вуглепластиковими сорочками; підкріплення нижніх розтягнутих зон вуглепластиковими полотнами; деформативність бетону, арматури і фіброармованого пластика; тріщиностійкість балок; експериментально-статистичні залежності

Постановка завдання. Енергоефективні, екологічні та економічні прогінні бетонні конструкції з базальтопластиковою арматурою і підвищеною стійкістю до негативного впливу оточуючого середовища є незамінними у гідротехнічному і транспортному будівництві, при зведенні прогонових будов мостів, очисних споруд, об'єктів хімічної та харчової промисловості, будівель спеціального призначення та у фундаментобудуванні.

Розповсюджені методи підсилення шляхом збільшення розмірів конструкції за рахунок приєднання додаткових елементів, сорочок із бетону або розчину, застосування зтяжок зі створенням в них попереднього напруження [1], приєднання металевих пластин у зоні дії максимальних згинальних моментів не позбавлені таких недоліків: збільшення ваги конструкцій та трудомісткості виконання робіт, ускладнення підсилення при складній формі поперечного перерізу тощо.

Підсилення основних несучих конструкцій зовнішніми фіброармованими пластиками з вуглецевими, арамідними, поліефірними і скляними волокнами виявилось достатньо ефективним за рахунок їхньої високої міцності, стійкості до агресивних впливів оточуючого середовища, легкості повторення любых форм елемента, малої трудомісткості виконання робіт на будівельній площадці.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У праці [2] розглянута поведінка залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими волокнами, з використанням різних методів підсилення. Дванадцять залізобетонних балок було випробувано на чотириточковий вигин під навантаженням. Одна з цих балок була позначена як

еталонна балка, сім інших балок були підсилені вуглепластиковим полотном (CFRP), а решту чотири балки були підсилені ламелями із вуглепластику з використанням методів зовнішнього армування у канавках (EBROG) та без них (EBR). Результати випробувань показали, що міцність на згин і жорсткість дослідних зразків, підсилених методами EBR та EBROG, збільшилися в порівнянні з контрольною непідсиленою балкою, відповідно, на 25-48 % і 32-77 %. При цьому, режим руйнування балок у цих методах змінювався з відшарування вуглепластика у методі EBR до його розриву у методі EBROG. Проте, у зазначених дослідженнях мова не йде про підсилення пошкоджених залізобетонних балок, а також про методи їх розрахунку при проектуванні підсилення.

В експериментально-аналітичному дослідженні [3] розглядається підсилення на вигин пошкоджених вогнем бетонних балок, підсилених вуглепластиковими листами. У даній праці вивчали реакцію на вигин простих та фібробетонних зразків – балок зі склопластиковою стержневою арматурою (GFRP), підсилених вуглепластиковими листами (CFRP) після пожежі. Дослідні змінні в 10 залізобетонних балках зі склопластиковою арматурою включали температуру впливу (20, 400 і 600 °C), відсотковий вміст сталевих в'язків (0 і 1 %), коефіцієнт армування розтягнутої зони стержнями GFRP (0,00314 і 0,00872), лист вуглепластику. Після проведення чотириточкового експерименту з квазістатичного згину не нагрітих і нагрітих балок було оцінено кілька параметрів, включаючи пластичність, характер утворення тріщин та режим руйнування, а також діаграми навантаження – прогини балок. Результати випробування показали, що підсилення балок на вигин з використанням листів вуглепластика покращило несучу здатність дослідних зразків – балок за згин і це покращення вказаних характеристик стало більш помітним зі збільшенням температурного впливу. Для оцінки результатів досліджень був застосований метод секційного аналізу, який дозволив авторам запропонувати аналітичну модель, яка адекватно відображає їх. Разом з тим, викликає сумнів той факт, що за допомогою всього 10 залізобетонних балок авторам вдалося дослідити вплив такої великої кількості факторів без застосування математичної теорії планування експерименту.

Автори [4] досліджували несучу здатність залізобетонних балок різної висоти на зсув, підсилені гібридними смугами вуглепластику та сталевими хомутами. Був здійснений нелінійний скінчено-елементний аналіз поведінки при зсуві вказаних балок. Первинні скінчено-елементні моделі були відкалібровані та перевірені шляхом порівняння їхньої реакції на навантаження – прогини, розтріскування та руйнування з експериментальними даними. Результати досліджень показали, що зміна ширини окремої смуги вуглепластика при збереженні постійної загальної ширини не істотно впливає на поведінку дослідної балки. Збільшення міцності бетону на стиск покращує міцність зчеплення з вуглепластиковою смугою, що призводить до підвищення несучої здатності балок, в цілому. Зміна кута орієнтації смуг вуглепластика до 45° мала незначний вплив на несучу здатність балок на зсув. Внесок смуг вуглепластика був більш вираженим по мірі збільшення висоти балки. Порівняння результатів показало, що внутрішньо інтегровані смуги вуглепластика призводять до більшого підвищення міцності на зсув залізобетонних балок, ніж зовнішнє підсилення вуглепластиковими композитами.

У роботі розглянуті зв'язувальні властивості поверхні CFRP – бетон при комбінованому тривалому навантаженні та сульфатній ерозії. У практичній інженерії підсилені конструкції часто піддаються впливу тривалого навантаження та агресивному впливу оточуючого середовища. Авторами були запроєктовані та виготовлені 27 двосторонніх зразків бетону, армованого вуглепластиком, та були

проведені випробування їх при комбінованій дії тривалого навантаження та сульфатних циклів сухий – вологий. Було вивчено вплив днів ерозії та тривалих рівнів навантаження на режими руйнування, несучу здатність, напруження та деформації, а також криві «зв'язки – прослизання (проковзування)» армованих конструкцій. Ґрунтуючись на результатах, режим руйнування армованої конструкції поступово змінюється від руйнування по бетону при зрушенні до порушення зчеплення між вуглепластиком і поверхнею бетону. Ґраничне навантаження та крива «напруження - деформації» вуглепластику показали загальну тенденцію до зниження, а ступінь деградації підвищився зі збільшення рівня навантаження. За допомогою індуктивного аналізу отриманих даних для вказаних умов роботи була запропонована модель «зчеплення – ковзання» межі розділу, що враховує комбінований ефект зазначених чинників та адекватно їх відображає. Проте, для практичного проектування, очевидно, потрібно було б вказати коефіцієнти умов роботи зазначеного з'єднання в тих чи інших умовах.

В праці [6] описана поведінка залізобетонних балок, підсилених на згин алюмінієвими пластинами, приклеєними зовні. В ній вказано, що композитні матеріали, які використовуються для підсилення балкових конструкцій, мають також деякі недоліки. Основним недоліком композитів FRP, на думку авторів, є те, що вони являються крихкими матеріалами А пластини з алюмінієвого сплаву (AA) є пластичними матеріалами, що є бажаним для підсилення залізобетонних балок. Були виготовлені чотири балки і три із них були підсилені на згин пластинами AA. Пластини покривали 90 % прольоту балок. У двох балках пластини AA на кінцях були закріплені за допомогою одного і двох шарів ламінату з полімеру, армованого вуглецевими волокнами (CFRP). Контрольна балка не була підсилена і використовувалася у якості еталонної для вимірювання продуктивності підсилених балок із закріпленням AA і без них. Балки випробовували до руйнування за чотириточковою схемою. Були побудовані криві «навантаження – прогин» та криві «навантаження – деформація», а також розраховані показники пластичності випробуваних балок. Було відмічено, що підсилені балки показали підвищення несучої здатності до 40 % та пластичності до 55 % порівняно з контрольною балкою. Проте, пластичність відмови підсилених балок з двома шарами U-подібних обгортки дещо зменшилася (на 5 %) у порівнянні з контрольною балкою. Отже, пластини AA можуть використовуватися для підвищення згинальних характеристик залізобетонних балок. Проте, порівняльних характеристик підсилення згинальних елементів пластинами AA і композитними матеріалами, а також методики проектування такого підсилення у даній роботі не наведено.

У роботі [7] розглядаються динамічні та статичні міжфазні сполучні властивості вуглепластику та бетону при циклічному заморожуванні - відтаванні. Відзначається, що завершені динамічні та статичні одноразові випробування за зсув 144 зразків бетону, армованого вуглепластиковим полотном, підданих циклом заморожування 3 відтаванням. Загалом було випробувано 32 групи зразків з різними класами міцності, кількістю циклів заморожування - відтавання та швидкостями навантаження. Відповідні динамічні та статичні властивості міжфазного зчеплення були ретельно проаналізовані на основі характеристик руйнування, розподілу деформацій на поверхні вуглепластика, міжфазних напружень зсуву, міжфазного середнього пікового напруження зсуву, міжфазної енергії руйнування, міжфазної міцності на зсув, ефективною довжини склеювання кривих ковзання. Це дослідження показало, що стійкість бетону до циклів заморожування з відтавання була найважливішим фактором, який впливає на статичні та динамічні властивості поверхні розділу вуглепластик - бетон, а вплив замерзання та відтавання - на погіршення якості бетону був більш

серйозним, ніж ефект ерозії клейового шару. Подальший аналіз показав, що динамічні властивості інтерфейсу CFRP - бетон знижуються зі збільшенням кількості циклів заморожування – відтавання. Нарешті, удосконаленим методом скінчених елементів з використанням моделей пластичності бетону (CDP) була запропонована методика виявлення процесу пошкодження інтерфейсу CFRP - бетон. Проте, конкретні пропозиції щодо урахування вказаних пошкоджень у розрахунках підсилених конструкцій у роботі відсутні.

Автори [8] здійснили нелінійне скінчено-елементне моделювання залізобетонних плит, підслених смугами вуглепластику, за дії ударного навантаження (підданих вибуховим навантаженням) для оцінки ефективності використання смуг вуглепластику (CFRP) у якості зовнішньої арматури (EBR) для захисту вказаних плит від вибуху. Метою статті була розробка окладних числових моделей для прогнозування поведінки і реакції вказаних конструкцій на вибух на фазах надходження та відскоку ударної хвилі. При моделюванні бетону використовували модель пластичного матеріалу, яка урахує вплив швидкості деформування матеріалу та здатна прогнозувати появу тріщин. Модель пружнопластичного матеріалу та модель еластичного матеріалу застосовуються для моделювання сталеві арматури та смуг вуглепластику, відповідно. Інтерфейс зв'язку між бетоном та смугою з вуглепластику моделюється з використанням спеціального алгоритму контакту, що включає вплив швидкості деформації на межі розділу між бетоном та смугою вуглепластику з критеріями руйнування. Результати моделювання підтверджуються експериментальними даними. Модель матеріалу бетону дає гарний прогноз реакції залізобетонної плити на вибух із EBR і без нього. Збільшення кількості смуг вуглепластику зменшує максимальні прогини посередині прольоту плит та деформації у сталевій арматурі та у смугах вуглепластику. Автори даної роботи показали якісну картину напружено-деформованого стану звичайних та підслених вуглепластиковими смугами залізобетонних плит під впливом вибухів, розробили відповідні скінчено-елементні моделі. Проте, конкретних пропозицій щодо розрахунку та проектування вказаних плит з урахуванням впливу вибухів вони не надали.

У праці [9] описане посилення залізобетонних балок на згин методом NSM - GFRP з використанням інноваційної системи анкерування. Автори систематизували існуючі методи поверхневого монтажу (NSM) та зовнішнього з'єднання (EB) з використанням композитів з армованого скловолокном або вуглецевим волокном полімеру (GFRP або CFRP), які використовуються для підсилення залізобетонних балок з дефектами. Тим не менш залізобетонні балки, підслені обома методами, схильні до руйнування композитних матеріалів FRP. У даній статті описується запропонована авторами інноваційна система анкерування NSM для підсилення залізобетонних балок, яка включає L- подібний анкер зі склопластику (L- анкер), U - подібні смуги з вуглепластику (U - смуга) та подвійну пластину (DP - анкер). Розроблена авторами методика зміщення називається NLUD. Сім залізобетонних балок були виготовлені та випробувані за чотириточковою схемою на згин. Експерименти показали, що залізобетонні балки, підслені методом NLUD, були спроможні сприйняти значно більші згинальні навантаження. Техніка NLUD виявилася спроможною запобігати порушенню зчеплення склопластикових стержнів підслених залізобетонних балок. Проте, у даній праці не наведено конкретних пропозицій щодо проектування зазначеної системи NLUD.

У статті [10] автори вважають, що найбільш важливим параметром граничного стану (SLS) працездатності залізобетонних (RC) балок являється їхня тріщиностійкість. До неї відноситься: ширина розкриття тріщин, їх розподіл по поверхні, навантаження,

при якому виникає максимальна ширина розкриття тріщини. Це особливо важливо при опорі балки зсуву. В указаній статті описані нові дані про тріщиностійкість балок (RC) прямокутного перерізу. Змінними параметрами зсуву були: відносний проліт зрізу a/d - 1,0; 1,5; 2,0 та підсилення опорних зон балок фібробетоном (FRCM). Було виготовлено 8 дослідних зразків - балок для експериментальних досліджень: 6 балок - без зміцнення, але з різними прольотами зсуву і 2 балки з композитною системою підсилення. При зменшенні інтервалу зсуву на 25 % максимальна ширина розкриття критичної тріщини зменшується на 7 % і на 40 % при зменшенні інтервалу зсуву на 50 %. Зовнішнє підсилення системи зменшило максимальне розкриття тріщини на 73 %: з 0.75 до 0.43 мм. Разом з тим, автори статті не надали конкретних пропозицій щодо урахування відкритого ними явищами при проектуванні вказаних конструкцій.

У роботі [11] автори пропонують використовувати армовані вуглецевим волокном полімери (FRP) для зміцнення залізобетонних конструкцій, оскільки вони мають високу корозійну стійкість до агресивних впливів факторів навколишнього середовища, високу жорсткість та міцність і малу вагу порівняно з іншими матеріалами.

Недоліком такого підсилення є його висока вартість. Проте, вона компенсується зменшенням витрат часу і праці при його здійсненні, відсутністю потреби використання дорогого обладнання та демонтажу конструкції. В роботі представлені результати експериментів: 6 залізобетонних колон, зміцнених смугами CFRP Sika Carbodur S512 шириною 50 мм. Було виготовлено: 2 непідсилені контрольні зразки, 2 зразки, підсилені без початкового навантаження, та 2 зразки, зміцнені при їхньому навантаженні до рівня 50 % від руйнівного. Аналіз результатів показав, що найбільшу несучу здатність, мали зразки, підсилені без початкового навантаження, яка, в середньому, перевищувала несучу здатність контрольних зразків в 1,5 разів. Несуча здатність зміцнених при навантаженні колон збільшилася в 1,3 рази за рахунок тристороннього обтиснення. Очевидно, що виявлений ефект обійми доцільно ураховувати при проектуванні зазначеного підсилення, приймаючи до уваги ступінь силових чи корозійних пошкоджень.

Аналіз наведених та інших літературних джерел показує, що основні принципи розрахунку бетонних конструкцій з FRP збережені такими ж, як і для залізобетонних елементів з урахуванням лінійної роботи арматури. Специфіка роботи конструкції з FRP ураховується введенням спеціальних понижуючих коефіцієнтів умов роботи і нормуванням характеристик матеріалів. Формули для визначення розрахункових параметрів конструкцій з FRP. в цілому, повторюють формули для конструкцій зі сталеву арматурою. Проте, конструктивні вимоги у більшості випадків прийняті більш обережними порівняно із залізобетонні конструкціями.

Постановка завдання. Мета роботи полягає в експериментально-теоретичному вивченні деформативності та тріщиностійкості пошкоджених у попередніх досліджень [12] і доведених до граничного стану (ULS) бетонних балок з базальтопластиковою арматурою, підсилені вуглепластиковими сорочками на приопорних ділянках і вуглепластиковими полотнами у нижній розтягнутій зоні за дії малоциклового повторного навантаження високих рівнів з розробкою експериментально - статистичних залежностей впливу дослідних чинників на вказані вихідні параметри другої групи граничних станів (SLS), а також в поповненні даних до єдиної розрахункової моделі деформативності та тріщиностійкості вказаних конструкцій.

Виклад основного матеріалу.

Завдання досліджень:

- підготувати поверхні пошкоджених наскрізними силовими тріщинами і

доведених до руйнування за похилих тріщинами бетонних балок з BFRP [15] та здійснити їх підсилення вуглепластиковим полотном Sika®Wrap®-230C (CFRP) з використанням двокомпонентної смоли Sikadur-300 у нижніх розтягнутих зонах та на зруйнованих пропорних ділянках за встановленою технологією;

- виконати експериментальні дослідження несучої здатності підсилених вуглепластиковим полотном (CFRP) раніше пошкоджених наскрізними нормальними і похилими тріщинами бетонних балок з BFRP за дії малоциклового знакоповторного ступенево зростаючого поперечного навантаження аж до їх руйнування:

- встановити характер деформування, тріщиноутворення та руйнування дослідних елементів і запропонувати експериментально-статистичні залежності несучої здатності підсилених вуглепластиком (CFRP) нормальних і похилих перерізів доведених до руйнування бетонних балок з BFRP

- оцінити вплив конструктивних чинників на деформативність та тріщиностійкість пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиком та підготувати вихідні дані до єдиної розрахункової моделі деформативності та тріщиностійкості вказаних елементів.

Виклад основного матеріалу.

Методика проведених експериментів та обладнання

Методика випробування непошкоджених бетонних балок з BFRP та їх конструкція представлена в [15].

Для досягнення поставленої мети раніше були реалізовані дві серії натурних дослідів [15] з однопрогінними балками, армованими BFRP, за дії статичного малоциклового повторного навантаження високих рівнів згідно держбюджетних тем 0108U000559, 0121U114597 з використанням ротатабельного плану-експерименту Бокса-Бенкіна В₃. У цих перших двох серіях у якості дослідних обрані наступні фактори (конструктивні чинники), які змінювалися на трьох рівнях (табл. 1): X₁ – відносний проліт зрізу або зсуву (віддаль від опори до зосередженої сили), a/h₀ = 1, 2, 3 при h₀ = d = 175 мм; X₂ – клас бетону С, МПа: С16/20, С30/35, С40/50; X₃ – коефіцієнт поперечного армування непошкоджених базальтобетонних балок ρ_{fw} (АКБ-800): 0,0029; 0,0065; 0,0115. Коефіцієнти верхнього і нижнього поздовжнього армування ρ_n = ρ'_n = 0,0176 з розрахунковими прольотами L₀ = 9h₀ = 1575 мм і шириною b = 100 мм.

У першій серії дослідів непошкоджені балки були випробувані на дію ступенево зростаючого одноразового статичного (І. Карпюк, А. Tselikova), а у другій – малоциклового повторного навантаження (І. Карпюк, А. Khudobych).

Оскільки реальний коефіцієнт робочого армування ρ_n = 0,0176 перевищував граничне значення ρ_{nb} = 0,0041; 0,0056; 0,0085 для трьох використаних названих класів бетону (С16/20, С30/35, С40/50), то руйнування дослідних зразків – балок відбувалося не по розтягнутій базальтопластиковій арматурі, а по стиснутій зоні бетону. Ураховуючи те, що поперечні стержні BFRP із-за високої деформативності спроможні були сприймати напруження σ_{fw} = 0,1f_{fk} у балках з великими (a/d=3) прольотами зсуву і σ_{fw} = 0,15f_{fk} у зразках із середнім (a/d=2) прольотами зсуву, то їх руйнування відбулося від роздроблення або зсуву стиснутої зони над вершиною небезпечної похилої тріщини (рис. 1) з надмірним їх розкриттям при навантаженнях, що перевищували експлуатаційний рівень (η ≥ 0,65F_{ult}). Повна картина тріщиноутворення, деформування і дані руйнування балок з BFRP представлені в [15].

Пошкоджені після випробувань бетонні балки з BFRP були підсилені (рис. 1) знизу у розтягнутій зоні на всю їхню довжину (1575 мм) і ширину ($b=100$ мм) та на приопорних ділянках у вигляді замкнутих сорочок довжиною, відповідно, 150, 300 і 450 мм вуглепластиковим полотном Sika®Wrap®-230C, приклеєного двокомпонентною смолою Sikadur-300 за встановленою технологією [16] з попередньою підготовкою поверхні дослідних зразків – балок і використанням дрібнозернистих полімерцементних ремонтних сумішей для зароблення вибоїн, каверн і надмірно розкритих тріщин.

Після повної полімеризації двокомпонентної смоли раніше пошкоджені, а потім підсилені вуглепластиком бетонні балки з базальтопластиковою арматурою повторно були випробувані на дію ступенево зростаючого знакопостійного малоциклового поперечного навантаження до руйнування. Кількість повторних навантажень на даній ступені, як правило, не перевищувала 10 і зростала до тих пір, поки не наставала стабілізація деформацій у бетоні, елементах підсилення та балках, вцілому. На завершальному етапі випробувань за нестабілізованих деформацій підсилених балок знімали з них вимірювальні прилади і доводили їх до руйнування.

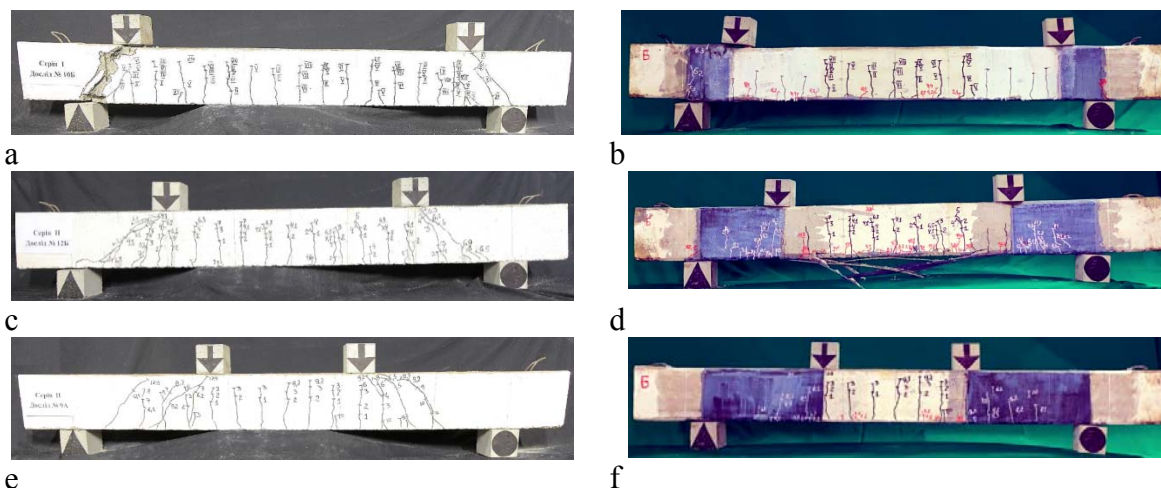


Рисунок 1 – Характер тріщиноутворення та руйнування бетонних балок з BFRP до (а, с, е) і після (b, d, f) їх підсилення вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на приопорних ділянках з малим, середнім та великим прольотами зсуву

Джерело: розроблено авторами

Руйнування дослідних підсилених базальтобетонних балок з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву відповідало напружено-деформованому стану майже збалансованого нормального поперечного перерізу, який характеризувався досягненням у зовнішньому вуглепластиковому шарі підсилення CFRP критичних деформацій і напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону – закритичних (на низпадній ділянці діаграми « $\sigma_c - \epsilon_c$ ») деформацій і напружень. Зазначене руйнування дослідних балок з великими і середніми прольотами зсуву починалося з розриву зовнішньої арматури CFRP і супроводжувалося різким підвищенням напружень у розтягнутій базальтопластиковій арматурі BFRP, розтріскуванням та розшаруванням захисного шару бетону і надмірним неконтрольованим збільшенням прогинів.

Руйнування балок з малими ($a/d=1$) прольотами зсуву супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнутих вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх приопорних ділянок та різким збільшенням прогинів, зумовлених, насамперед, деформаціями взаємного зсуву окремих частин дослідних зразків (рис. 1)

Результати дискусії

Під час випробування бетонних балок з BFRP процес деформування та утворення нормальних та похилих тріщин відбувався прогнозовано: першими утворювалися нормальні тріщини у зоні «чистого згину» (рис. 1) та під зосередженими силами на рівнях навантаження $\eta = 0,15...0,25$ від руйнівного, а перші похилі тріщини з являлися на приопорних ділянках при рівнях навантаження $\eta = 0,40...0,60$. З ростом величини внутрішніх зусиль утворювалися нові тріщини, збільшувалася довжина і ширина розкриття існуючих тріщин [13], а подальший їхній розвиток визначала кількість поздовжнього робочого армування.

Деформативність матеріалів дослідних зразків-балок

Деформації бетону стиснутої зони, розтягнутої робочої базальтопластикової (BFRP) арматури та зовнішньої вуглепластикової обойми (CFRP) підсилення пошкоджених (ULS) дослідних балок на експлуатаційному рівні малоциклового повторного навантаження ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) (табл. 1) виражається:

$$\hat{Y}(\epsilon_{cf1}^{ref,\eta_1} \cdot 10^5) = 107 + 20x_1 - 3x_2 + 12x_3 + 3x_1^2 - 8x_1x_2, \nu = 6,0\% \text{ за даними [12]} \quad (1)$$

$$\hat{Y}(\epsilon_{cf1}^{\eta_1} \cdot 10^5) = 194 + 38x_1 - 13x_2 + 9x_3 - 13x_1x_2, \nu = 5,3\% ; \quad (2)$$

$$\hat{Y}(\epsilon_{f1}^{ref,\eta_1} \cdot 10^5) = 510 + 77x_1 + 68x_2 + 32x_3 - 17x_1^2 - 46x_2^2 - 15x_3^2, \nu = 5,5\% \text{ за даними [12]}; \quad (3)$$

$$\hat{Y}(\epsilon_f^{\eta_1} \cdot 10^5) = 503 + 101x_1 + 33x_2 + 34x_3 + 21x_1x_2 + 19x_1x_3, \nu = 5,1\% ; \quad (4)$$

$$\hat{Y}(\epsilon_{f1x}^{\eta_1} \cdot 10^5) = 601 + 122x_1 + 33x_2 + 41x_3 + 23x_1x_2 + 20x_1x_3, \nu = 4,9\% . \quad (5)$$

Таблиця 1 – Експериментальні значення відносних деформацій бетону стиснутої зони (ϵ_c) 10^{+5} , розтягнутої робочої базальтопластикової арматури (ϵ_f) 10^{+5} та зовнішньої вуглепластикової обойми (ϵ_{f1x}) 10^{+5} підсилених після отриманих пошкоджень (ULS) дослідних балок за малоциклового повторного навантаження.

№ досліду	План експерименту			На експлуатаційному рівні ($\eta_1=0,65F_{ult}$)					Перед руйнуванням ($\eta_2=0,95F_{ult}$)								
	X ₁	X ₂	X ₃	$\epsilon_{cf1}^{\eta_1}$	$\hat{Y} \epsilon_{cf1x}^{\eta_1}$ (2)	$\epsilon_f^{\eta_1}$	$\hat{Y} \epsilon_f^{\eta_1}$ (4)	$\epsilon_{f1x}^{\eta_1}$	$\hat{Y} \epsilon_{f1x}^{\eta_1}$ (5)	$\hat{Y} \epsilon_{cf1,ult}^{ref,\eta_2}$ (6) [12]	$\epsilon_{cf1x,ult}^{\eta_2}$	$\hat{Y} \epsilon_{cf1x,ult}^{\eta_2}$ (7)	$\hat{Y} \epsilon_{cf1,ult}^{ref,\eta_2}$ (8) [12]	$\epsilon_{f,ult}^{\eta_2}$	$\hat{Y} \epsilon_{f1,ult}^{\eta_2}$ (9)	$\epsilon_{f1x,ult}^{\eta_2}$	$\hat{Y} \epsilon_{f1x,ult}^{\eta_2}$ (10)
1	+	+	+	225	215	737	711	845	840	182	255	241	889	1001	1039	1221	1229
2	+	+	-	183	197	578	604	723	718	148	227	241	795	919	883	1043	1051
3	+	-	+	277	267	630	604	733	728	216	315	301	691	920	883	1053	1061
4	+	-	-	239	249	471	497	611	606	182	287	301	597	690	727	873	883
5	-	+	+	155	165	455	429	515	510	148	183	169	665	628	627	741	749
6	-	+	-	157	147	373	399	473	468	114	159	169	571	583	583	691	699
7	-	-	+	155	165	430	404	495	490	134	174	185	467	589	591	701	709
8	-	-	-	157	147	348	374	453	448	100	199	185	373	548	547	651	659
9	+	0	0	222	232	630	604	728	723	182	293	279	832	883	883	1049	1056
10	-	0	0	166	156	376	402	484	479	124	171	185	608	587	587	697	704
11	0	+	0	191	181	562	536	639	634	152	218	250	777	783	783	930	932
12	0	-	0	197	207	444	470	573	568	162	302	288	579	687	687	826	828
13	0	0	+	193	203	563	537	637	642	174	291	277	770	785	785	937	937

14	0	0	-	198	185	443	469	555	560	140	263	277	676	685	685	823	823
15	0	0	0	193	194	516	503	606	601	157	280	277	745	735	735	879	880
$\sum(y_i - \bar{y})^2$				1485	9213	375	2564	2794	23505	5484	631						
$\sigma = \sqrt{\sum(\dots)^2/14}$				10.3	25.65	5.18	13.53	14	40.98	19.79	6.7						
$v = (\sigma/b_0)100, \%$				5.3	5.1	0.9	8.6	5.1	5.5	2.7	0.8						

Джерело: розроблено авторами

При рівні малоциклового повторного навантаження $\eta_2 = 0,95F_{ult}$ вказані деформації бетону (табл. 2), робочої базальтопластикової арматури BFRP та вуглепластикової обійми (CFRP) підсилення пошкоджених балок набувають виду:

$$\hat{Y}(\varepsilon_{cf_1}^{ref, \eta_2} \cdot 10^5) = 157 + 29x_1 - 5x_2 + 17x_3 + 4x_1^2 - 12x_1x_2, \nu = 6,6\% \quad \text{за даними [12]} \quad (6)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{cf_{fx}}^{\eta_2} \cdot 10^5) = 277 + 47x_1 - 19x_2 - 45x_1^2 - 8x_2^2 - 11x_1x_2, \nu = 5,1\% ; \quad (7)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{f_1, ult}^{ref, \eta_2} \cdot 10^5) = 745 + 112x_1 + 99x_2 + 47x_3 - 25x_1^2 - 67x_2^2 - 22x_3^2, \nu = 5,5\% \quad \text{за даними [12]}; \quad (8)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_f^{\eta_2} \cdot 10^5) = 735 + 148x_1 + 48x_2 + 50x_3 + 30x_1x_2 + 28x_1x_3, \nu = 2,7\% ; \quad (9)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{f_{fx}}^{\eta_2} \cdot 10^5) = 880 + 176x_1 + 52x_2 + 57x_3 + 32x_1x_2 + 32x_1x_3, \nu = 4,8\% . \quad (10)$$

Аналіз залежностей (1) і (6) показує, що деформації бетону в еталонних балках [12] на експлуатаційному рівні ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) навантаження розташовуються на догірній висхідній ділянці діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », а перед їх руйнуванням ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) на тій же ділянці діаграми, але ближче до її вершини. При цьому, найбільший вплив на вказані деформації бетону мала величина відносного прольоту зсуву a/h_0 (37%).

Деформації стиснутого бетону у підсиленних вуглепластиком балках при експлуатаційному рівні навантаженням (2) збільшилися в 1,8 разів порівняно з еталонними зразками і досягли вершини діаграми деформування бетону, а перед їхнім руйнуванням ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) - (7) ця тенденція (в 1,8 разів) збереглася. При цьому, деформації стиснутого бетону на завершальному етапі роботи дослідних зразків-балок перед розривом зовнішнього шару вуглепластика підсилення відповідали деформаціям на низпадних ділянках діаграм « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », що свідчить про повне і раціональне використання міцнісних властивостей бетону і зовнішнього вуглепластикового підсилення.

Залежність деформацій бетону еталонних і підсиленних фіброармаванним вуглепластиком дослідних бетонних балок з BFRP на експлуатаційному ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) рівні навантаження та перед їх руйнуванням може бути представлена рис. 2, 3.

Деформації робочої арматури в еталонних і підсиленних вуглепластиком балках, а також зовнішньому фіброармаваному шарі при експлуатаційному рівні навантаження ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$), позначенні, відповідно, $\varepsilon_{f_1}^{ref, \eta_1}$, $\varepsilon_{f_1}^{\eta_1}$, $\varepsilon_{f_{fx}}^{\eta_1}$ можна представити експериментально - статистичними залежностями (3), (4) і (5), а аналогічні деформації з індексом η_2 перед їх руйнуванням – виразами (8), (9) і (10).

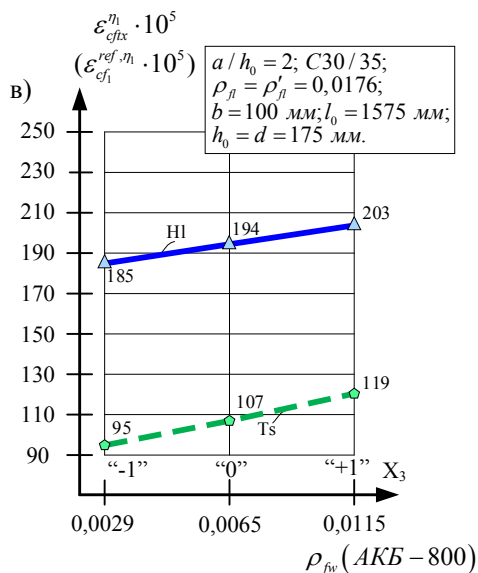
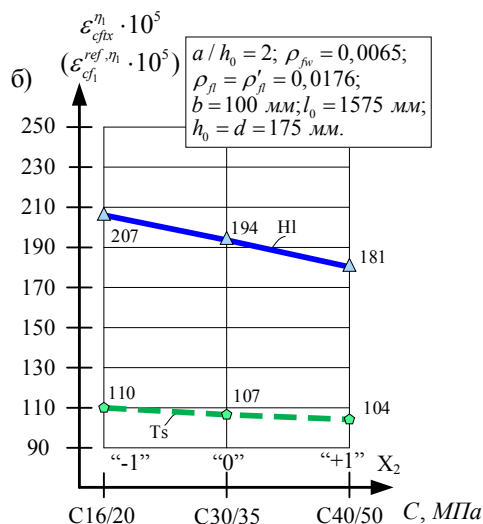
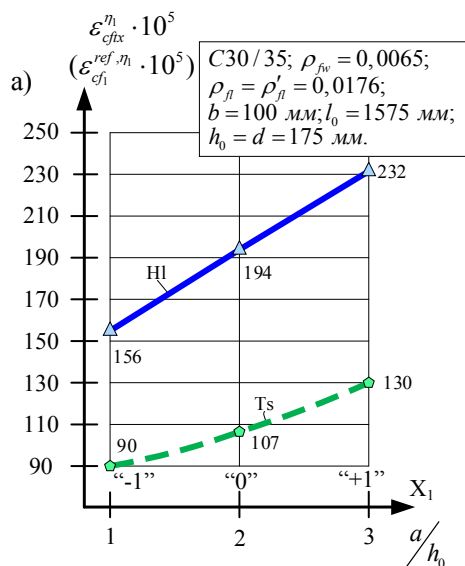
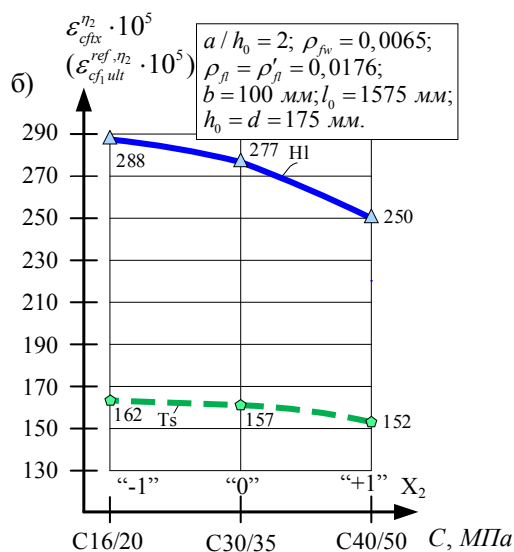
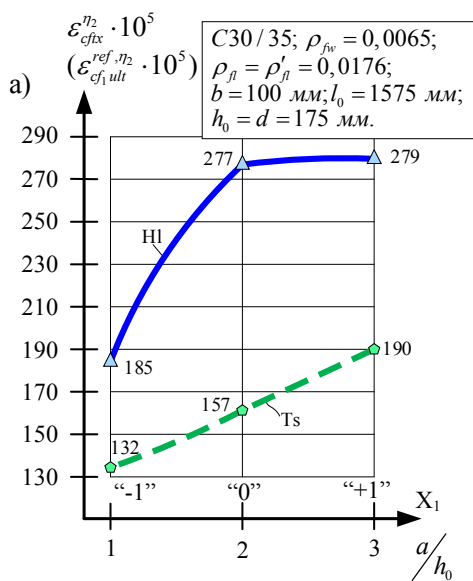


Рисунок 2 – Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на величину відносних деформацій бетону стиснутої зони дослідних балок на експлуатаційному рівні ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) за малоциклового повторного навантаження
Джерело: розроблено авторами



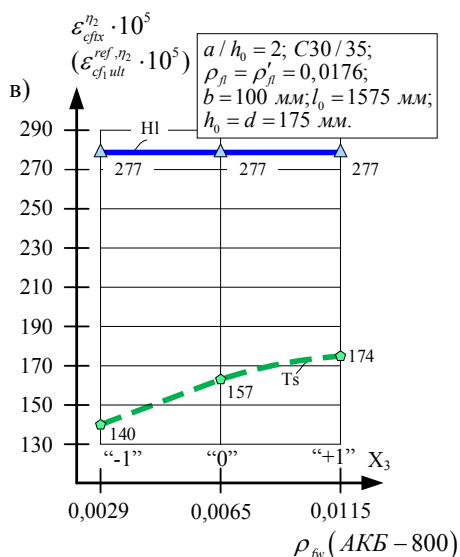
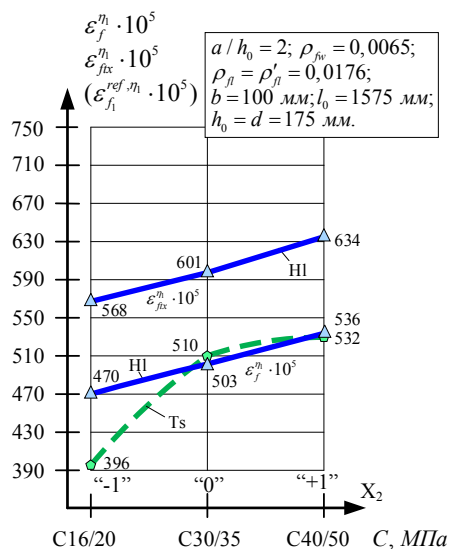
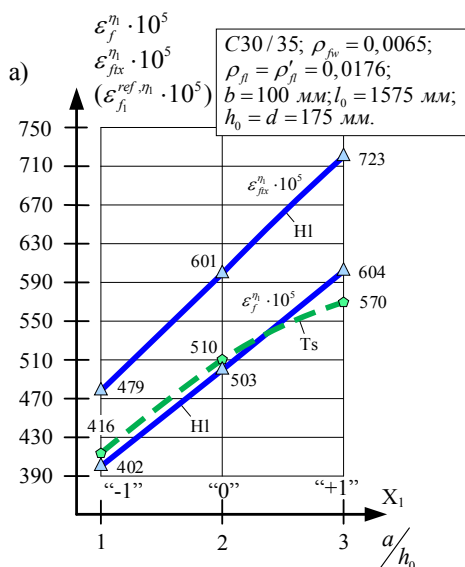


Рисунок 3 – Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону С (б), кількості поперечного армування ρ_{fv} (в) на величину відносних деформацій бетону стиснутої зони дослідних балок перед руйнуванням ($\eta_2=0,95F_{ult}$) за малоциклового повторного навантаження

Джерело: розроблено авторами

Слід зазначити, що прирости деформацій базальтопластикової робочої арматури в еталонних і підсиленних вуглепластиком балках, а також в шарі фіброармованого вуглепластикового підсилення на протязі всього періоду випробувань являлися прямо пропорційними зовнішньому ступенево зростаючому малоциклового знакопостійному навантаженню. Тобто, в BFRP в еталонних і підсиленних балках, а також в зовнішньому шарі вуглепластика (CFRP) підтвердився лінійний зв'язок між напруженнями і деформаціями. При цьому, розподіл лінійних деформацій по висоті нормальних перерізів носить лінійний характер і підтверджується гіпотеза плоских перерізів (Бернуллі).

Аналіз залежностей (3), (4), (5) та (8), (9), (10) показує, що вони є подібними між собою на всіх етапах навантаження, включаючи експлуатаційний рівень та перед руйнуванням дослідних зразків (рис. 4, 5).



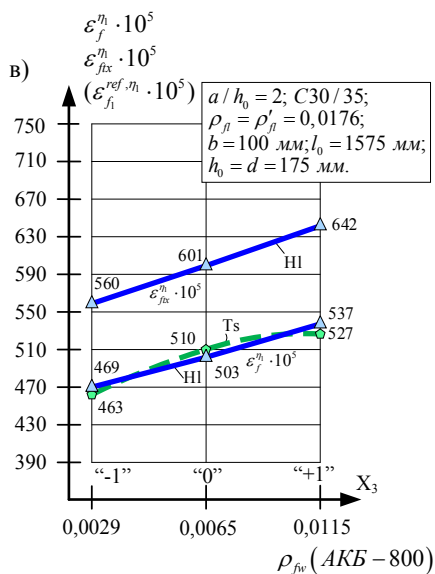


Рисунок 4 – Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону С (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на величину відносних деформацій розтягнутої робочої базальтобетонної (BFRP) арматури та зовнішньої вуглепластикової обойми (CFRP) дослідних балок на експлуатаційному рівні ($\eta_1=0,65F_{ult}$) за малоциклового повторного навантаження
Джерело: розроблено авторами

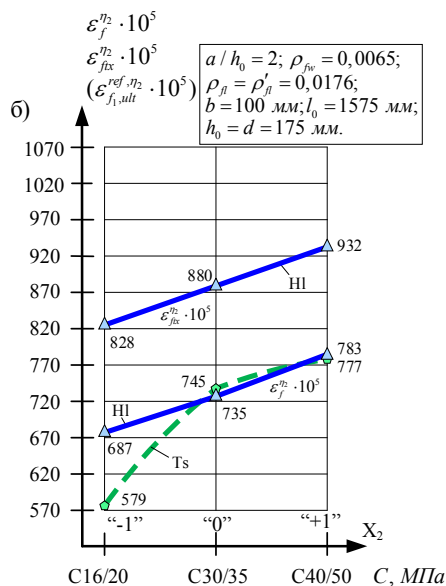
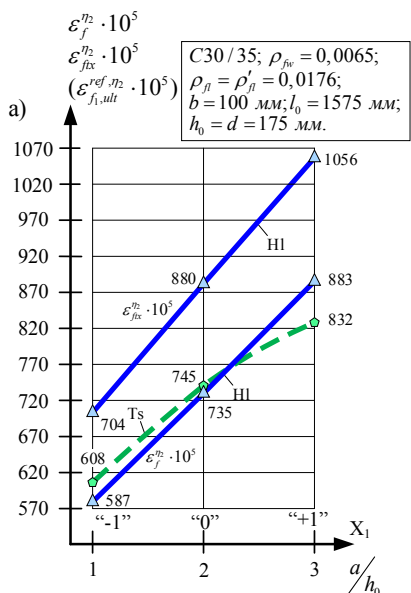
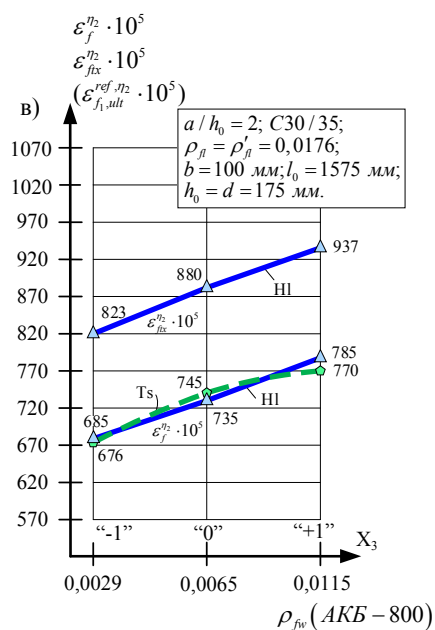


Рисунок 5 – Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону С (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на величину відносних деформацій розтягнутої робочої базальтобетонної (BFRP) арматури та зовнішньої вуглепластикової обойми (CFRP) дослідних балок перед руйнуванням ($\eta_2=0,95F_{ult}$) за малоциклового повторного навантаження
Джерело: розроблено авторами



Аналіз вказаних залежностей показує, що найбільший вплив на них (рис. 6, 7) має величина відносного прольоту зрізу (від 30 до 40 % перед руйнуванням), далі – клас бетону (від 13 до 27 %) і, наостанок, - кількість поперечної арматури (від 12 до 14 %) порівняно із середніми їхніми значеннями при збільшенні зазначених чинників в межах заданого планом експерименту діапазону їх зміни.

В окремих публікаціях, зокрема [10] вказано, на необхідність обмежити деформації зовнішнього фіброармуючого пластика BFRP величиною $400 \cdot 10^{-5}$ для забезпечення сумісної роботи бетону і підсилюючого фібропластикового елемента. У виконаних дослідженнях перед руйнуванням (розривом) елемента підсилення $\varepsilon_{f_{tx,ult}}^{\eta_2}$ змінювалися в межах від $651 \cdot 10^{-5}$ до $1221 \cdot 10^{-5}$. При цьому, бетон захисного шару розривався вуглепластиком на окремі частки без відшарування від елемента підсилення аж до його розриву у всіх дослідних зразках – балках, що свідчить про дотримання технології підсилення та якість виконаних робіт. Виходячи із цього, обмеження деформацій $\varepsilon_{f_{tx,ult}} \leq 400 \cdot 10^{-5}$ вважаємо недостатньо обґрунтованим.

Прогини еталонних бетонних балок з BFRP f_{f_1, η_1}^{ref} і $f_{f_{tx, \eta_1}}$ підсилених вуглепластиковими (CFRP) обіймами пошкоджених базальтобетонних зразків-балок на експлуатаційному рівні навантаження ($\eta_1 = 0,65 F_{ult}$) можуть бути представлені наступними залежностями (табл. 2):

$$\hat{Y}(f_{f_1, \eta_1}^{ref}) = 10,20 + 0,91x_1 + 1,04x_2 + 0,73x_3 - 0,74x_1^2, \text{ мм}, \nu = 5,3\% \quad \text{за даними [12]} \quad (11)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1, \eta_1}^{ref}}{l_0}\right) \cdot 10^{-3} = 6,48 + 0,58x_1 + 0,66x_2 + 0,46x_3 - 0,47x_1^2; \quad (11a)$$

$$\hat{Y}(f_{f_{tx, \eta_1}}) = 11,53 + 1,46x_1 + 0,29x_2 + 0,70x_3 - 0,30x_1^2, \text{ мм}, \nu = 6,0\%; \quad (12)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_{tx, \eta_1}}}{l_0}\right) \cdot 10^{-3} = 7,32 + 0,93x_1 + 0,18x_2 + 0,44x_3 - 0,19x_1^2; \quad (12a)$$

Перед руйнуванням еталонних і дослідних зразків-балок ($\eta_2 = 0,95 F_{ult}$) їхні прогини характеризуватимуться виразами:

$$\hat{Y}(f_{f_1, \eta_2}^{ref}) = 14,28 + 1,34x_1 + 1,46x_2 + 1,01x_3 - 1,03x_1^2, \text{ мм}, \nu = 5,6\% \quad \text{за даними [12]} \quad (13)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1, \eta_2}^{ref}}{l_0}\right) \cdot 10^{-3} = 9,07 + 0,85x_1 + 0,93x_2 + 0,64x_3 - 0,65x_1^2; \quad (13a)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1, \eta_2}^{ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right) \cdot 10^6 = 111 + 11x_1 + 9x_2 + 15x_3 - 7x_2^2 - 4x_3^2, \nu = 6,1\%; \quad (13b)$$

$$\hat{Y}(f_{f_{tx, \eta_2}}) = 16,72 + 2,06x_1 + 0,47x_2 + 0,80x_3 - 1,27x_1^2, \text{ мм}, \nu = 4,9\% \quad \text{за даними [12]} \quad (14)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_{tx, \eta_2}}}{l_0}\right) \cdot 10^{-3} = 10,62 + 1,31x_1 + 0,30x_2 + 0,51x_3 - 0,81x_1^2; \quad (14a)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_{tx, \eta_2}} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right) \cdot 10^6 = 175 + 23x_1 - 9x_2 + 9x_3 - 14x_1^2 + 12x_2^2, \nu = 5,1\%; \quad (14b)$$

Таблиця 2 – Експериментальні значення прогинів еталонних (ref) та пошкоджених (ULS) бетонних балок з BFRP, підсилених вуглепластиковим полотном (CFRP), за малоциклового знакоповторного навантаження.

№ досліджу	План експерименту			На експлуатаційному рівні ($\eta_1=0,65F_{ult}$)		Перед руйнуванням ($\eta_1=0,95F_{ult}$)							
	X ₁	X ₂	X ₃	f_{fix,η_1} мм	$\hat{Y}(f_{fix,\eta_1})$ мм (12)	$\hat{Y}(f_{f_1,ref})$ мм, (11)	$\hat{Y}(f_{f_1,ref})$ мм, (13)	$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1,ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right)$ $\times 10^6$	$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1,ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right)$ $\times 10^6$ (13,6)	f_{fix,η_2} мм,	$\hat{Y}(f_{fix,\eta_2})$ мм, (14)	$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_2,ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right)$ $\times 10^6$	$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_2,ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right)$ $\times 10^6$ (14,6)
1	+	+	+	14.0	13.68	12.1	17.1	123	135	19.3	18.78	195	196
2	+	+	-	12.2	12.28	10.7	15.0	99	105	17.0	17.18	177	178
3	+	-	+	13.2	13.10	10.1	14.1	112	117	17.9	17.84	217	214
4	+	-	-	11.4	11.70	8.6	12.1	84	87	15.5	16.24	196	196
5	-	+	+	10.4	10.76	10.3	14.4	106	113	13.9	14.66	152	150
6	-	+	-	9.5	9.36	8.9	12.4	78	83	13.1	13.06	134	132
7	-	-	+	10.1	10.18	8.2	11.5	92	95	13.5	13.72	166	168
8	-	-	-	9.1	8.78	6.8	9.4	65	65	12.7	12.12	146	150
9	+	0	0	12.7	12.69	10.4	14.5	123	122	17.5	17.51	183	184
10	-	0	0	9.8	9.77	8.6	11.9	87	100	13.4	13.39	140	133
11	0	+	0	11.9	11.82	11.2	15.7	123	113	17.1	17.19	177	178
12	0	-	0	11.3	11.24	9.2	12.8	85	95	16.1	16.25	197	196
13	0	0	+	12.2	12.23	10.9	15.3	126	122	17.6	17.52	183	184
14	0	0	-	10.7	10.83	9.5	13.3	88	92	15.9	15.92	166	166
15	0	0	0	11.6	11.53	10.2	14.3	111	111	16.7	16.72	175	175
$\sum (y_i - \bar{y})^2$				4.46	4.1161	11.24	699	1.376	47				
$\sigma = \sqrt{\sum (...)^2 / 14}$				0.565	0.542	0.896	7.07	0.31	1.83				
$v = (\sigma / b_0) 100, \%$				4.9	5.3	6.3	6.4	1.9	1.0				

Джерело: розроблено авторами

Як видно із залежностей (11), (12), прогини і еталонних, і підсилених вуглепластиком базальтобетонних балок при експлуатаційному рівні навантаження, в середньому, досягають 1/150 прольоту внаслідок підвищеної деформативності армуючих матеріалів, що потрібно урахувати при обранні області застосування вказаних конструкцій.

Аналіз представлених залежностей показує, що усі розглянуті конструктивні чинники мають вплив на величину прогинів бетонних еталонних і підсилених пошкоджених балок з армуючими матеріалами FRP. При цьому, прогини еталонних балок на експлуатаційному рівні навантаження та перед їх руйнуванням в найбільшій степені (20 %, рис. 6, 7) залежать від класу бетону С, потім (18 %; 19 %) – від величини відносного прольоту зсуву a/d і, наостанок, кількості поперечного армування ρ_{fv} (14%).

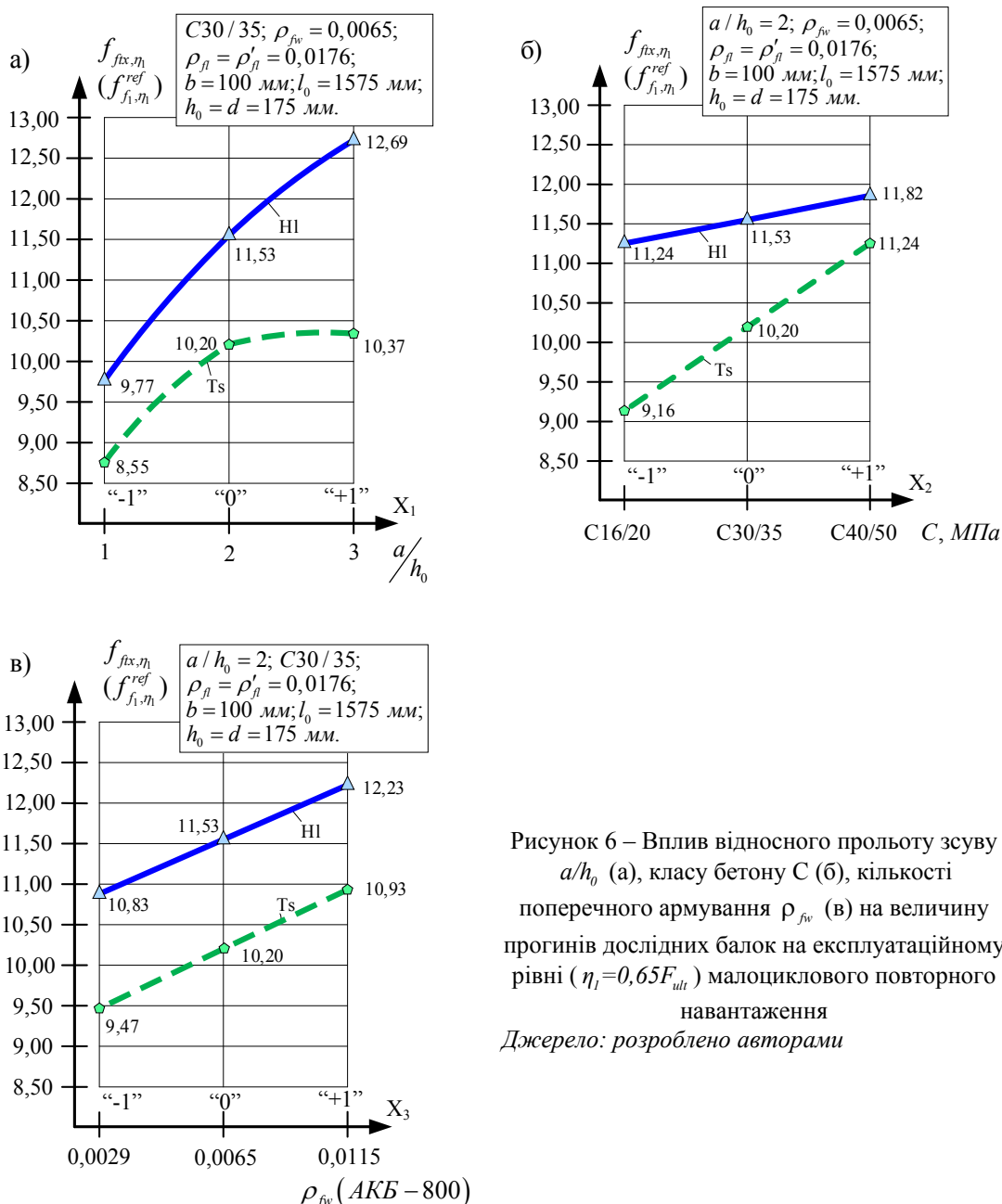


Рисунок 6 – Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону С (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на величину прогинів дослідних балок на експлуатаційному рівні ($\eta_i = 0,65F_{ult}$) малоциклового повторного навантаження
Джерело: розроблено авторами

Зі збільшенням величини цих чинників зростає вплив згинального моменту, а також несучої здатності дослідних елементів і, відповідно, стріла їх прогинів. Для можливості порівняти отримані результати досліджень з даними інших авторів натуральні значення прогинів дослідних зразків привели до відносних їх значень (11,а), (12,а), (13, а), (14, а), тобто віднесених до довжини їхнього прольоту.

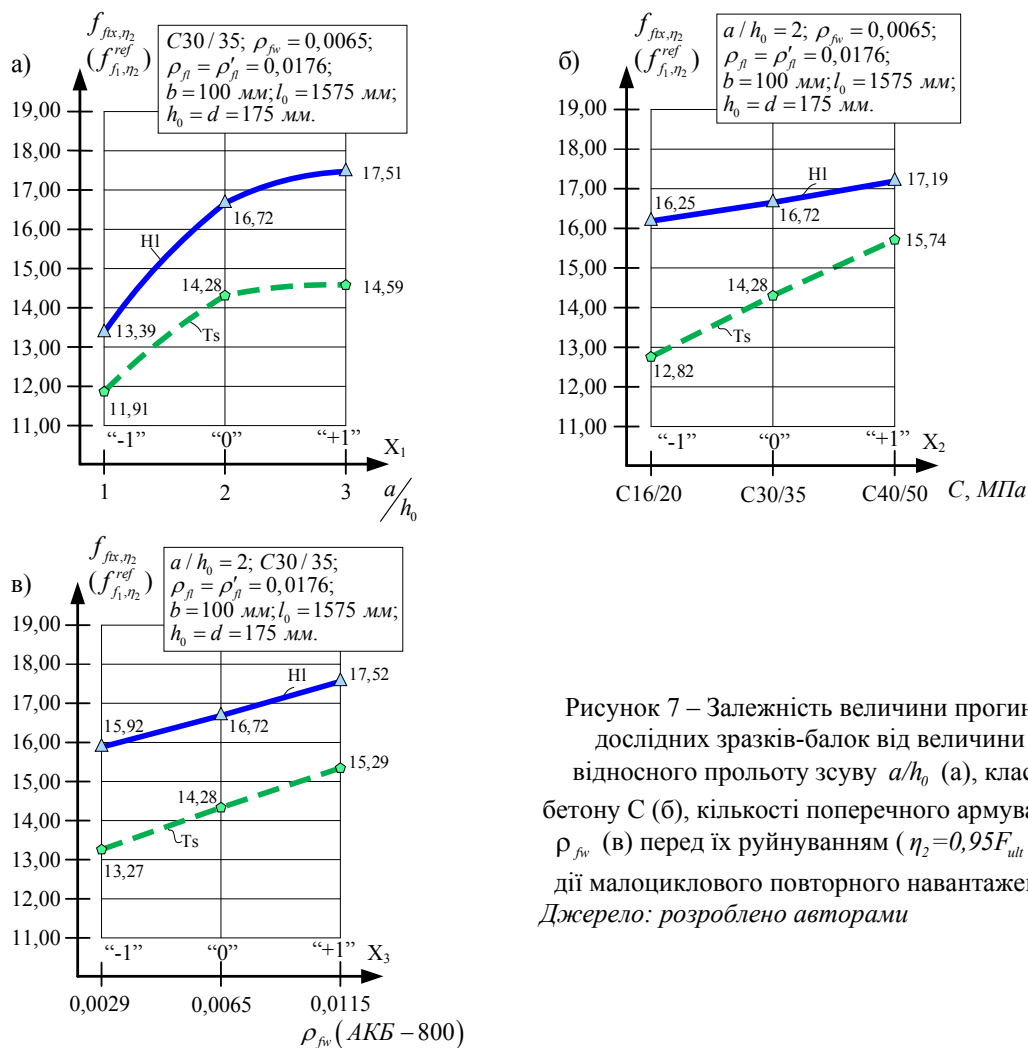


Рисунок 7 – Залежність величини прогинів дослідних зразків-балок від величини відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) перед їх руйнуванням ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) за дії малоциклового повторного навантаження
Джерело: розроблено авторами

Оскільки дослідні еталонні та підсилені вуглепластиком зразки - балки продемонстрували різну несучу здатність та стрілу прогинів, то для можливості їх порівняння і оцінювання впливу зазначених конструктивних чинників на них, а також співставлення отриманих даних з результатами досліджень інших авторів в роботі представлені прогини, приведені до міцнісних і деформативних властивостей бетону (E_c), геометричних характеристик поперечних перерізів (I_{red}), а також зовнішнього навантаження (M_{ult}), виражені безрозмірними залежностями (13, б) і (14, б).

Прогини еталонних і підсилених вуглепластиком балок перед руйнуванням досягали, в середньому, 1/100 від довжини прольоту, на що потрібно зважати при проектуванні реальних будівельних конструкцій. Очевидно що цю проблему можна було б вирішити шляхом застосування попередньо напруженої неметалевої композитної арматури.

Ширина розкриття нормальних тріщин

Представлену в табл. 3 ширину розкриття нормальних тріщин в розтягнутій зоні “чистого згину” еталонних базальтобетонних балок та підсилених вуглепластиковим полотном пошкоджених бетонних балок з BFRP при експлуатаційному рівні навантаження ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) можна виразити наступними експериментально-статичними залежностями:

$$\hat{Y}(W_{kf_1,\eta_1}^{ref}) = 0,35 + 0,06x_1 + 0,10x_2 + 0,05x_3 + 0,02x_1x_3, \text{ мм}, \nu = 11,5\%; \text{ за даними [12] (15)}$$

$$\hat{Y}(W_{kfix,\eta_1}) = 0,40 + 0,10x_1 + 0,03x_2 + 0,03x_3 - 0,05x_1^2 + 0,02x_2^2 - 0,02x_3^2, \text{ мм, } \nu = 5,3\%;$$

за даними [12] (16)

Напередодні руйнування ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) ширина розкриття нормальних тріщин в еталонних базальтобетонних та підсилених вуглепластиковим полотном пошкоджених бетонних балок з CFRP можна представити:

$$\hat{Y}(W_{kf_1,\eta_2}^{ref}) = 0,51 + 0,04x_1 + 0,13x_2 + 0,07x_3, \text{ мм, } \nu = 11\%; \text{ за даними [12] (17)}$$

$$\hat{Y}(W_{kfix,\eta_2}) = 0,52 + 0,04x_1 + 0,03x_2 + 0,02x_3 - 0,03x_1^2 + 0,02x_2^2, \text{ мм, } \nu = 5,7\%. \text{ (18)}$$

Таблиця 3 – Основні параметри працездатності дослідних зразків-балок за другою групою граничних станів

№ досліду	План експерименту			На експлуатаційному рівні ($\eta_1=0,65F_{ult}$)			Перед руйнуванням ($\eta_2=0,95F_{ult}$)			Примітки
	X ₁	X ₂	X ₃	$\hat{Y}(W_{kf_1,\eta_1}^{ref})$ (15)	W_{kf_1,η_1}^{ref}	$\hat{Y}(W_{kfix,\eta_1})$ (16)	$\hat{Y}(W_{kf_1,\eta_2}^{ref})$ (17)	W_{kf_1,η_2}^{ref}	$\hat{Y}(W_{kfix,\eta_2})$ (18)	
1	+	+	+	0,58	0,50	0,51	0,75	0,57	0,60	
2	+	+	-	0,44	0,45	0,45	0,61	0,55	0,56	
3	+	-	+	0,38	0,43	0,45	0,49	0,53	0,54	
4	+	-	-	0,24	0,40	0,39	0,35	0,50	0,50	
5	-	+	+	0,42	0,28	0,31	0,67	0,55	0,52	
6	-	+	-	0,32	0,25	0,25	0,53	0,45	0,48	
7	-	-	+	0,22	0,25	0,25	0,41	0,43	0,46	
8	-	-	-	0,12	0,20	0,19	0,27	0,40	0,42	
9	+	0	0	0,41	0,45	0,45	0,55	0,52	0,53	
10	-	0	0	0,29	0,25	0,25	0,47	0,44	0,45	
11	0	+	0	0,45	0,45	0,45	0,64	0,57	0,57	
12	0	-	0	0,25	0,43	0,39	0,38	0,51	0,51	
13	0	0	+	0,40	0,38	0,41	0,58	0,53	0,54	
14	0	0	-	0,30	0,35	0,35	0,44	0,50	0,50	
15	0	0	0	0,35	0,40	0,40	0,51	0,55	0,52	
$\sum (y_i - \bar{y})^2$				0,0227	0,0099		0,0439	0,0062		
$\sigma = \sqrt{\sum (...)^2 / 14}$				0,040	0,027		0,056	0,021		
$\nu = (\sigma / b_0) 100, \%$				11,5	6,6		11,0	4,0		

Джерело: розроблено авторами

Аналіз представлених експериментально-статистичних залежностей показав, що середня ширина розкриття нормальних тріщин в еталонних і підсилених вуглепластиком зразках – балках при експлуатаційному рівні навантаження та перед їх руйнуванням майже однакова і складає, відповідно, 0,35-0,40 мм та 0,51-0,52 мм.

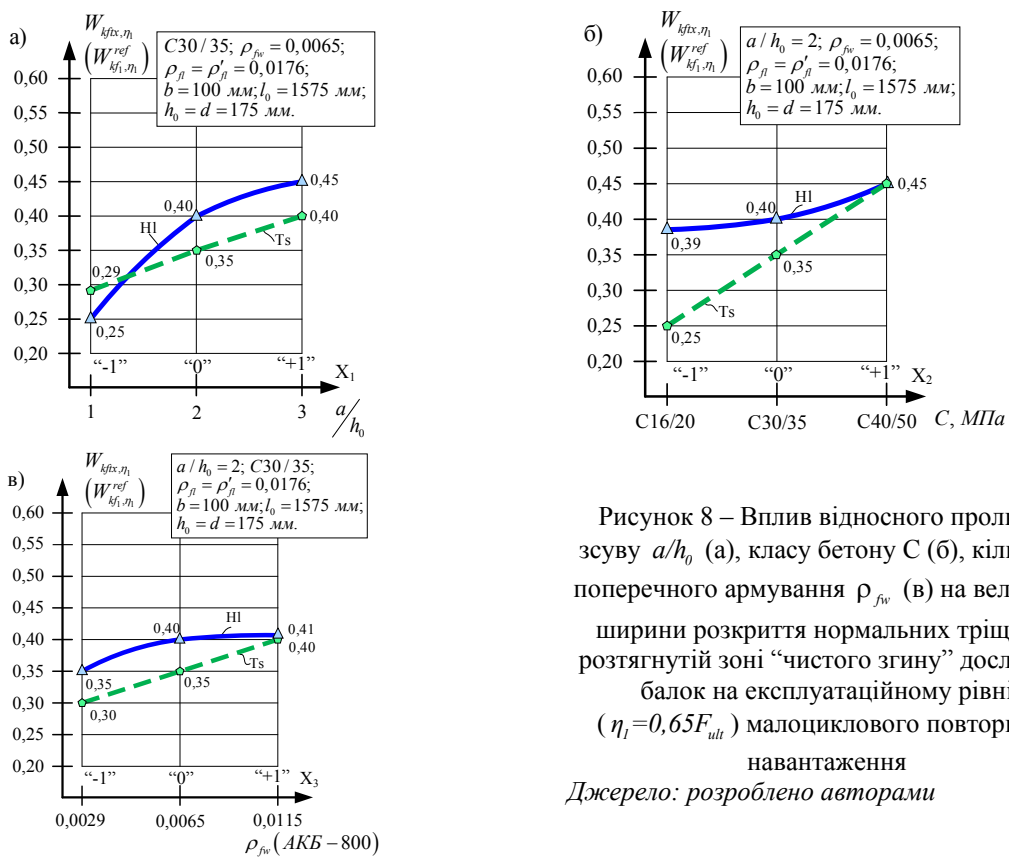


Рисунок 8 – Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону С (б), кількості поперечного армування ρ_{fv} (в) на величину ширини розкриття нормальних тріщин в розтягнутій зоні “чистого згину” дослідних балок на експлуатаційному рівні ($\eta_1=0,65F_{ult}$) малоциклового повторного навантаження
Джерело: розроблено авторами

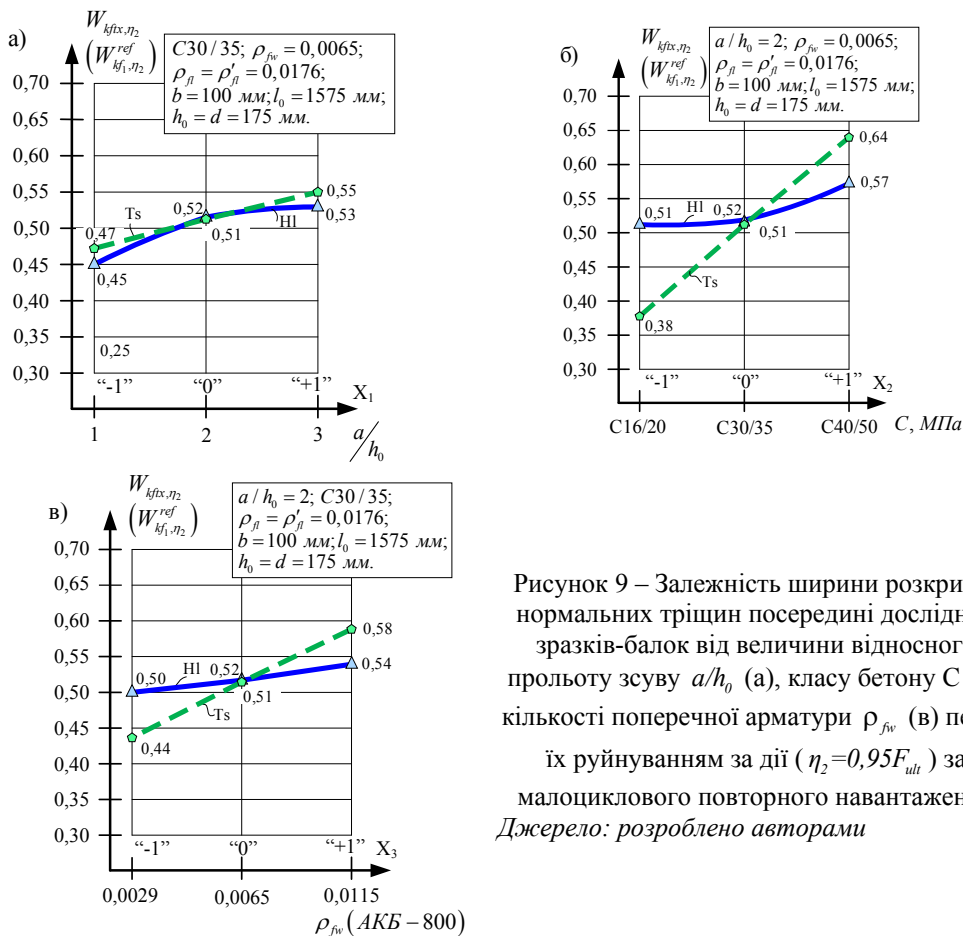


Рисунок 9 – Залежність ширини розкриття нормальних тріщин посередині дослідних зразків-балок від величини відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону С (б), кількості поперечної арматури ρ_{fv} (в) перед їх руйнуванням за дії ($\eta_2=0,95F_{ult}$) за малоциклового повторного навантаження
Джерело: розроблено авторами

Вплив конструктивних чинників на обох рівнях є позитивним: з їхнім збільшенням ширина розкриття нормальних тріщини збільшувалася. При цьому, найбільший вплив мав клас бетону (відповідно, 57 і 51 %) в еталонних балках. Такий вплив дослідних чинників на даний вихідний параметр є прогнозованим. Характерно, що залежності (16) і (18) є нелінійними і відповідають збільшеним на коефіцієнт зміцнення $k_{fx/f}^{amp}$ навантаженням.

Висновки:

1. Проведені експериментально-теоретичні дослідження підтвердили доцільність та можливість використання фіброармованих пластиків (CFRP) для підсилення зовнішніх пошкоджених силовими тріщинами і доведених до граничних станів за першою (ULS) та другою (SLS) групами армованих конструкцій за встановленою технологією [14]. При цьому збільшення міцнісних характеристик дослідних зразків-балок відбувалося за рахунок більш повного комплексного використання міцнісних і деформативних властивостей фібропластикових композитів, зокрема вуглепластикового полотна і базальтопластикової арматури, а також стиснутого бетону.

2. Максимальні деформації крайніх фібр стиснутого бетону дослідних базальтобетонних балок при експлуатаційному рівні навантаження $\varepsilon_{cfx}^{\eta_1}$, знаходилися на дочірній ділянці діаграми деформування « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » і коливання в межах $(90...130) \cdot 10^{-5}$, а перед руйнуванням – $(140...174) \cdot 10^{-5}$. Після підсилення пошкоджених балок вуглепластиком вказані деформації бетону при рівнях їх навантаження $\eta_1 = 0,65F_{ult}$ і $\eta_2 = 0,95F_{ult}$ змінювалися відповідно, від $(147...267) \cdot 10^{-5}$ до $(169...301) \cdot 10^{-5}$ і розташовувалися як у вершині зазначеної діаграми, так і на її низпадній ділянці. При цьому, найбільш впливовим виявився чинник X_1 , (відносний проліт зрізу a/h_0): зі збільшенням a/h_0 від 1 до 3 $\varepsilon_{cfx}^{\eta_1}$ збільшувалися на 39%, а $\varepsilon_{cfx}^{\eta_2}$ – на 34%.

3. При експлуатаційному рівні навантаження (η_1) максимальні деформації розтягнутої арматури $\varepsilon_f^{\eta_1} = (402...711) \cdot 10^{-5}$, а перед руйнуванням дослідних зразків $\varepsilon_f^{\eta_2}$ змінювалися в межах $(547...1039) \cdot 10^{-5}$. Відповідні відносні деформації зовнішнього фіброармованого вуглепластика становили: $\varepsilon_{fx}^{\eta_1} = (479...840) \cdot 10^{-5}$ і $\varepsilon_{fx}^{\eta_2} = (659...1229) \cdot 10^{-5}$. При цьому, найбільший вплив на вказані деформації мав також відносний проліт зрізу (a/h_0). При його збільшенні від 1 до 3 вказані вихідні параметри збільшувалися, відповідно, на 40...40 % на рівні малоциклового навантаження η_1 і 50...40 % при η_2 .

4. Характер деформацій бетону, розтягнутої базальтопластикової арматури і зовнішнього фіброармованого вуглепластика відповідав гіпотезі плоских перерізів (Бернуллі). У балках з великими ($a/h_0 = 3$) і середніми ($a/h_0 = 2$) прольотами зрізу нормальні перерізи в зонах “чистого згину” виявилися майже збалансованими і їхнє руйнування відбувалося при одночасному досягненні закритичних деформацій у бетоні стиснутої зони та у фіброармованому вуглепластику.

5. Разом з підвищенням несучої здатності, в середньому, на 36% підсиленних вуглепластиковим полотном пошкоджених силовими тріщинами дослідних зразків-балок їхні прогини збільшувалися на 13 % при експлуатаційному рівні (η_1) і на 17% - перед руйнуванням (η_2). При цьому, середні прогини при η_1 досягають $l_0/140$, а при η_2 – $l_0/95$.

Список літератури

1. I. Karpiuk, D. Danilenko, V. Karpiuk, A. Danilenko, T. Lyashenko Bearing capacity of damaged reinforced concrete beams strengthened with metal casing. *Acta Polytechnica*. 61(6):703–721, 2021. <https://ojs.cvut.cz/ojs/index.php/ap/article/view/7020>
2. R.J. Abed, M.A. Mashrei, A.A. Sultan Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by carbon fiber reinforced polymer using different strengthening techniques. *Advances in Structural Engineering*. Vol. 25(2), 355-373, 2022. <https://doi.org/10.1177/13694332211049992>
3. Hamed Jafarzadeh, Mahdi Nematzadeh, Flexural strengthening of fire-damaged GFRP-reinforced concrete beams using CFRP sheet: Experimental and analytical study. *Composite Structures*, Vol. 288, 115378, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.115378>
4. Mohammad A. Alhassan, Rajai Z. Al-Rousan, Ibrahim S. Alomari, Layla Amaireh, Shear response of RC beams encompassing hybrid CFRP strips and steel stirrups: Beam depth effect. *Structures*, Vol. 38, 781–796, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.043>
5. Ahmed S.D. AL—Ridha, Kamal Sh. Mahmoud, Ali F. Atshan, Effect of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) laminates on behaviour of flexural strength of steel beams with and without end anchorage plates. *Materials Today: Proceedings*, Vol. 49, Part 7, 2778-2785, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.313>
6. Zhang Jiawei, Li Hang, Liu Shengwei, Zhang Xiangyan, Yang Chenghong, Zhang Rongling, Bond behavior of the CFRP-concrete interface under combined sustained load and sulfate erosion. *Structures*. Vol. 35, 551-564, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.11.029>
7. Jamal A. Abdalla, Rami A. Hawileh, Hayder A. Rasheed, Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened in Flexure using Externally Bonded Aluminum Alloy Plates, *Procedia Structural Integrity*, Vol. 37, 652—659, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.134>
8. Zhen—wen Zhang, Zi—hua Zhang, Xuan Wang, Chun—heng Zhou, Dynamic and static interfacial bonding properties of CFRP—concrete subjected to freeze—thaw cycles. *Structures*. Vol. 37, 947-959, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.049>
9. Azer Maazoun, Stijn Matthys, Oussama Atoui, Bachir Belkassem, David Lecompte, Finite element modelling of RC slabs retrofitted with CFRP strips under blast loading, *Engineering Structures*, Vol. 252, 113597, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113597>
10. Alan Saeed Abdulrahman, Mohamed Raouf Abdul Kadir, Behavior and flexural strength of fire-damaged high-strength reinforced rectangular concrete beams with tension or compression zones exposed to fire repaired with CFRP sheets, *Case Studies in Construction Materials*, Volume 15, 2021, e00779, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00779>
11. Y. Bliharshyy, R. Khmil, and Z. Bliharshyy, Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading, in MATEC Web of Conferences, 2018, vol. 174, <https://doi.org/10.1051/mateconf/201817404017>
12. Karpiuk V., Tselikova A., Khudobych A., Karpiuk I., Kostyuk A. Study of strength, deformability property and crack resistance of beams with BFRP. *Eastern - European journal of enterprise technologies*. Харків, Vol. 4/7 (106), 42-53, 2020. <http://journals.uran.ua/eejet/article/view/209378/211998>
13. K. V. Karpiuk, Yu. Syomina., D. Antonova Calculation Models of the Bearing Capacity of Span Reinforced Concrete Structures Support Zones. *Materials Science Forum: Actual Problems of Engineering Mechanics*. Vol. 968, 209-226, 2019. <https://www.scientific.net/MSF.968.209>
14. Organization Standard. Reinforcement of reinforced concrete structures with Sika® composite materials. STO13613997-001-2011. Moscow: TsNIIPromzdaniy OJSC, Zika.

References

1. Karpiuk, I. , Danilenko, D. , Karpiuk, V. , Danilenko, A. & Lyashenko, T. (2021). Bearing capacity of damaged reinforced concrete beams strengthened with metal casing. *Acta Polytechnica*, 61(6). P. 703–721, <https://ojs.cvut.cz/ojs/index.php/ap/article/view/7020> [in English].
2. Abed, R.J. , Mashrei, M.A. & Sultan, A.A. (2022). Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by carbon fiber reinforced polymer using different strengthening techniques. *Advances in Structural Engineering*. Vol. 25(2), 355 - 373, <https://doi.org/10.1177/13694332211049992> [in English].
3. Hamed Jafarzadeh, Mahdi Nematzadeh, (2022). Flexural strengthening of fire—damaged GFRP—reinforced concrete beams using CFRP sheet: Experimental and analytical study. *Composite Structures*, Vol. 288, 115378. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.115378> [in English].
4. Mohammad A. Alhassan, Rajai Z. Al-Rousan, Ibrahim S. Alomari & Layla Amaireh. (2022). Shear response of RC beams encompassing hybrid CFRP strips and steel stirrups: Beam depth effect.

- Structures*, Vol. 38, 781-796, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.043> [in English].
5. Ahmed S.D. AL-Ridha, Kamal Sh. Mahmoud & Ali F. Atshan, (2022). Effect of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) laminates on behaviour of flexural strength of steel beams with and without end anchorage plates, *Materials Today. Proceedings*, Vol. 49, Part 7, 2778-2785, <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.313> [in English].
 6. Zhang Jiawei, Li Hang, Liu Shengwei, Zhang Xiangyan, Yang Chenghong & Zhang Rongling (2022). Bond behavior of the CFRP-concrete interface under combined sustained load and sulfate erosion. *Structures*, Vol. 35, 551-564, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.11.029> [in English].
 7. Jamal A. Abdalla, Rami A. Hawileh & Hayder A. Rasheed (2022). Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened in Flexure using Externally Bonded Aluminum Alloy Plates. *Procedia Structural Integrity*, Vol. 37, 652-659, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.134> [in English].
 8. Zhen—wen Zhang, Zi-hua Zhang, Xuan Wang, Chun-heng Zhou. (2022). Dynamic and static interfacial bonding properties of CFRP–concrete subjected to freeze–thaw cycles. *Structures*, Vol. 37, 947—959, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.049> [in English].
 9. Azer Maazoun, Stijn Matthys, Oussama Atoui, Bachir Belkassem & David Lecompte. (2022). Finite element modelling of RC slabs retrofitted with CFRP strips under blast loading. *Engineering Structures*, Vol. 252, 113597, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113597> [in English].
 10. Alan Saeed Abdulrahman & Mohamed Raouf Abdul Kadir. (2021). Behavior and flexural strength of fire-damaged high-strength reinforced rectangular concrete beams with tension or compression zones exposed to fire repaired with CFRP sheets. *Case Studies in Construction Materials*, Vol. 15, e00779, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00779> [in English].
 11. Blikharskyy, Y., Khmil, R. & Blikharskyy, Z. (2018). Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading. *MATEC Web of Conferences*, Vol. 174, <https://doi.org/10.1051/mateconf/201817404017> [in English].
 12. Karpiuk, V., Tselikova, A., Khudobych, A., Karpiuk, I. & Kostyuk, A. (2020). Study of strength, deformability property and crack resistance of beams with BFRP. *Eastern-European journal of enterprise technologies*. Vol. 4/7 (106), 42-53, <http://journals.urau.ua/eejet/article/view/209378/211998> [in English].
 13. Karpiuk, K.V., Syomina, Yu. & Antonova, D. (2019). Calculation Models of the Bearing Capacity of Span Reinforced Concrete Structures Support Zones. *Materials Science Forum: Actual Problems of Engineering Mechanics*. Vol. 968, 209 - 226, <https://www.scientific.net/MSF.968.209> [in English].
 14. Organization Standard. Reinforcement of reinforced concrete structures with Sika® composite materials. STO13613997-001-2011. Moscow: TsNIIPromzdaniy OJSC, Zika [in English].

Irina Karpiuk, Assoc. Prof., PhD tech. sci., **Vasily Karpiuk**, Prof., DSc., **Anatoly Kostyuk**, Assoc. Prof., PhD tech. sci., **Roman Hlibotskyi**, post-graduate, **Oleksandr Posternak**, Assoc. Prof., PhD tech. sci.
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, Ukraine

Deformability and Crack Resistance of Damaged beams with Basalt-plastic Reinforcement Reinforced WITH carbon-Plastic Sheet

The aim of this article is to introduce the results of experimental and theoretical studies on the deformability and crack resistance of damaged concrete beams reinforced with basalt-plastic reinforcement and strengthened with carbon-fiber jackets in the support regions.

The paper presents the results of studies of the deformability and crack resistance of basalt-concrete beams, brought to the boundary state (ULS) in previous tests, reinforced with external fiber-reinforced plastic (CFRP). These data are presented in the form of experimental statistical relationships of the main parameters of the performance of the prototypes from design factors and levels of low-cycle repeated load. The greatest influence on the deformability of materials and test samples - damaged basalt concrete beams, reinforced with carbon fiber, have: the value of the relative span of the cut (a/h_0), then - the class of concrete (C) and, finally, the coefficient of transverse reinforcement (ρ_{fv}) of their supporting areas.

The conducted experimental and theoretical studies confirmed the expediency and possibility of using fiber-reinforced plastics (CFRP) for strengthening external structures damaged by force cracks and brought to limit states according to the first (ULS) and second (SLS) groups of reinforced structures according to the established technology.

damaged basalt concrete beams, reinforcement of supporting areas with carbon fiber shirts, reinforcement of the lower stretched zones with carbon plastic sheets, deformability of concrete, reinforcement and fiber-reinforced plastic, crack resistance of beams, experimental and statistical dependencies

Одержано (Received) 20.02.2023

Прорецензовано (Reviewed) 16.03.2023

Прийнято до друку (Approved) 03.04.2023