

УДК 624.15

DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.8\(39\).2.98-115](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.8(39).2.98-115)

**І. А. Карпюк**, доц., канд. техн. наук, **Є.В. Клименко**, проф. д-р техн. наук  
*Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна*  
*e-mail: irina.carpyuk@gmail.com, klimenkoew57@gmail.com*

**Д.С. Даниленко**, інженер, канд. техн. наук  
*Будівельна компанія "СТІКОН", м. Одеса, Україна*  
*e-mail: doazisds@gmail.com*

**М. В. Карпюк**, студ.  
*Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна*  
*e-mail: marai.v.karpiuk@gmail.com*

## Порівняльний аналіз несучої здатності дослідних пошкоджених залізобетонних елементів, підсилених металевими обоймами

В роботі представлені результати досліджень та порівняльний аналіз несучої здатності деформативності та тріщиностійкості доведених у попередніх випробуваннях до граничного стану (ULS) базальтобетонних балок, підсилених металевими обоймами. Ці дані представлені у вигляді експериментально – статистичних залежностей основних параметрів працездатності дослідних зразків від конструктивних чинників та рівнів малоциклового повторного навантаження.

Проведені експериментально-теоретичні дослідження показали, що руйнування дослідних зразків-балок з великими і середніми прольотами зрізу при знакозмінному малоцикловому навантаженні відбувається за небезпечними похилими наскрізними тріщинами від переважної дії згинальних моментів в повздовжніх елементах підсилення обойми, у повздовжній розтягнутій арматурі а також поперечних стержнів балки та обойми границі текучості.

**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 проблеми.** Підсилення пошкоджених наскрізними нормальними і похилими перехресними надмірно розкритими тріщинами балкових ЗБК, у гідротехнічному і транспортному будівництві, при зведенні прогонових будов мостів, очисних споруд, об'єктів хімічної та харчової промисловості, будівель спеціального призначення та у фундаментобудуванні. доведених в процесі вказаної вище експлуатації до граничного або передаварійного стану, за дії зростаючого циклічного навантаження високих рівнів без зупинки технологічного процесу виробництва за допомогою попередньо напружених металевих обойм є актуальним і перспективним. Проте, проектування такого підсилення стримується відсутністю нормативної методики та чітких рекомендацій в авторських методиках, які адекватно б відображали реальний напружено-деформований стан як пошкодженої конструкції, так і елементів підсилення.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Будь-яке явище, що відбувається з людиною, здавна піддавалося аналізу і опису з метою з'ясування причинно-наслідкових зв'язків та наступними спробами прогнозування цього явища. З ростом розуміння довкілля та виникненням окремих описів чинників явищ з'явився розподіл загального на часткове. Залежно від точності та призначення ті або інші окремі складові почали

застосовуватися на практиці. Не став виключенням розвиток аналітичного розуміння роботи залізобетону. Адже накопичення експериментального досвіду з удосконаленням розрахункового апарату спонукає до підйому й розвитку ЗБК на більш високому рівні. Бондаренко В. М. і Колчунов В. І. запропонували таку методичну вертикаль досліджень: першочергово – фізична модель; друга за значимістю розрахункова модель; і найвищий ступінь цього ланцюжка – математична модель.

Фізична модель має повний опис явища за допомогою чіткої у фізичному розумінні термінології і базується на підставі інтуїтивного та аналітичного досвіду. Набір окремих функцій опису процесів часто носить несумісно-протилежний характер взаємодії, що іноді йде в розріз із загальноприйнятим розумінням явища. Проте, саме повний опис явища дозволяє з достатньою точністю врахувати усі чинники.

Але багатофакторність навіть простого явища породжує складну фізичну модель, інколи малоприсадибну для практичного використання в повсякденній роботі. У зв'язку з чим доводиться нехтувати малозначимими чинниками, чинники ж "середньої значущості" об'єднувати в коефіцієнти робіт, а основні залежності описувати зручними для практичного застосування виразами. В процесі трансформації однієї моделі в іншу головне не втратити взаємозв'язок між процесами, зберігши якісну складову цих зв'язків. Але і будь-яка розрахункова модель має свої межі, залежні у свою чергу від вживаного математичного апарату.

Математична модель містить у своєму розпорядженні набори формул та їх співвідношень, алгоритмів, що дозволяє в максимально повному та точному вираженні математично відтворити явища і процеси. Розвиток комп'ютерних технологій дає можливість застосування математичних моделей в якості розрахункових, зберігаючи деталізоване фізичне розуміння з математичною точністю.

Усі види моделей, поведінка конструкції при дії зовнішніх чинників розвиваються з моменту появи залізобетону, з кожним досвідом і аналітичним аналізом, трансформуючись та "обростаючи" усе більш точними залежностями. Кількість робіт, що проводяться, в області "опису" поведінки залізобетонних елементів нашо́вхує на висновок про не досконалість розрахункової моделі.

Розглянемо ж зародження та еволюційну трансформацію математичної поведінки підсиленої горизонтальними попередньо напруженими зтяжками, залізобетонної балки.

Початковим етапом приведення до чисельного вираження є розрахункові передумови.

У рекомендаціях щодо оцінки стану та посилення будівельних конструкцій промислових будівель та споруд. НДІБК викладена методика розрахунку підсиленого згинального залізобетонного елемента з горизонтальною попередньо напруженою зтяжкою, задавшись такими розрахунковими передумовами:

1. У підсиленій конструкції забезпечено надійне закріплення кінців арматури та забезпечений надійний зв'язок нової конструкції із старою.

2. У стадії руйнування підсиленої конструкції напруження в розтягнутій арматурі досягають границі текучості. Одночасно стискаюче напруження у бетоні досягає тимчасового опору стиску при згині. Бетон не бере участь в передачі розтягуючих зусиль. Епюра нормального напруження бетону в стислій зоні є прямокутною.

3. Розтягнута арматура основної конструкції та арматура підсилення мають однакову границю текучості.

Автори [5] в результаті аналітичного дослідження для визначення граничного напруження в попередньо напруженій зтяжці виходили з того що напруження в попередньо напруженій зтяжці є лінійно-пружним. А розрахункові моделі за Міхеєв І.І., Захаров С. Т., Косенков Е. Д. будувалися з умови того, що попереднє натягнення

стержнів підсилення буде таким, що напруження в арматурі балки та стержнях одночасно досягне розрахункових опорів.

Підсилення здійснюється, в основному, пошкоджених конструкцій. Пропонуючи розрахункові методики дослідники по-різному враховують пошкодженість конструкцій: хто шляхом визначення залишкової несучої здатності, інші – коефіцієнтами, а хто взагалі її не ураховує. Так Пинаджян В. В. вплив рівня пошкодженості конструкції при виведенні розрахункових формул не враховував. При цьому, збіжність експериментальних з розрахунковими даними склала від - 6,9% до 17,4%.

Переходячи до безпосередніх розрахункових методів підсилення попередньо напруженими зтяжками згинальних залізобетонних елементів, дослідники застосовують теж різний підхід. Детально методику розрахунку підсиленого елемента виклав Онуфрієв Н. М., в якій проектування підсилення ЗБК рекомендує виконувати в такій послідовності:

1) Розраховуються і будуються первинні епюри згинаючих моментів, та поперечних сил в конструкції, яка підлягає підсиленню.

2) Будуються епюри згинальних моментів, та поперечних сил від завантаження елемента тільки додатковим розрахунковим навантаженням, прикладеним після реконструкції елемента шляхом його підсилення зтяжкою.

3) Орієнтовно визначається необхідна площа поперечного перерізу зтяжки підсилення.

4) Визначається жорсткість підсилюваного елемента при дії повного розрахункового навантаження та зусиль в тяжах зтяжки, напружених до граничного стану.

5) Визначаються розрахункові зусилля в зтяжці від дії повного розрахункового навантаження.

6) Визначається величина потрібного попереднього напруження в тяжах зтяжки.

7) Перевіряється підсилений елемент на сприйняття ним збільшених навантажень та зусиль після реконструкції.

Мальганов А. И., Плевков В. С. і Полищук А. И. пропонували розрахунок по нормальних перерізах вести, виходячи з рівнянь рівноваги. А розрахунок по похилих перерізах дослідники пропонують виконувати за допомогою нормативної методики, додаючи до несучої здатності, похилого перерізу залізобетонного посилюваного елемента несучу здатність хомутів підсилення з пониженим розрахунковим опором арматури.

Автори Міхеєв І. І., Захаров С. Т., Косенкова Е. Д. розрахунок за нормальними перерізами пропонують виконувати як для звичайної залізобетонної балки з приведеною площею перерізу робочої арматури і приведеною робочою висотою за умови, що попереднє натягнення стержнів підсилення буде таким, що напруження в арматурі балки та стержнях одночасно досягне розрахункових опорів.

В ході експериментального дослідження авторами Хило Е. Р. і Попович Б. С. була виявлена умовність визначення жорсткості, виведеної з формули кривизни позациенторово-стиснутого елемента. Відмінність в 45% експериментальних прогинів від теоретично вичислених по вище вказаній жорсткості. У зв'язку з цим автори висунули припущення, що для визначення жорсткості підсилення балок: а) жорсткість підсиленої балки потрібна, зазвичай, для визначення її деформацій, відлічуваних від положення, зайнятого балкою після натягнення стержнів підсилення; б) попереднє напруження балки порівняно невелике та переріз напружених стержнів складає тільки частину загальної площі арматури балки; в) величина початкового напруження від заздалегідь натягнутих стержнів підсилення не має впливу на величину деформацій балки від навантаження, яке прикладається до неї вже після підсилення. Внаслідок цього запропоновано підсилену балку розглядати як єдиний згинальний елемент з

приведеними площею арматури  $F_n$  та робочої висоти  $h_{0п}$ . Визначення прогину виконується як для згинального елемента, без попереднього напруження. Життєздатність цього підходу була підтверджена експериментальними результатами, проведеними Е.Р. Хило, та в результаті обробки даних Онуфрієв Н. М. та Хило Е. Р. і Попович Б. С. Розрахунок же за похилими перерізами автори пропонують вести виходячи з припущення що руйнування залізобетонної балки по косою перерізу відбувається внаслідок руйнування стислої зони бетону над косою тріщиною.

При розрахунку напруження в попередньо напруженій зтяжці автори [4] пропонують застосувати уточнений ними коефіцієнт урахування стержнів посилюваного елемента та стержнів підсилення, що надалі дозволяє виконувати розрахунок за стандартною методикою, з використанням формул:

- при одноточковому навантаженні:

$$\Omega_u = \frac{1.5}{\left(\frac{L}{d_{ps}}\right)}, \quad (1)$$

- при три точковому і розподіленому навантаженнях:

$$\Omega_u = \frac{3.0}{\left(\frac{L}{d_{ps}}\right)}, \quad (2)$$

де  $L$  – довжина прольоту;

$d_{ps}$  – відстань від крайнього стиснутого волокна балки до центру попередньо напруженого елемента підсилення.

Автори [1] цей коефіцієнт рекомендують визначати за формулою:

$$\tilde{\omega} = \frac{A_{ps} f_{pe} + A_s f_y - A'_s f'_s - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w b_{ps}}, \quad (3)$$

де  $A_{ps}$ ,  $A_s$ ,  $A'_s$  – площа поперечного перетину стержнів підсилення, нижніх та верхніх стержнів балки;

$f_{pe}$ ,  $f_s$ ,  $f'_s$  – значення міцності стержнів підсилення, нижньої та верхньої арматури балки на розтяг;

$\beta_1$  – коефіцієнт глибини стискаючих напружень;

$b$  – ширина поперечного перерізу балки;

$h_f$  – висота поперечного перерізу балки;

$d_{ps}$  – робоча висота поперечного перерізу.

Однією з особливостей цього виду виду підсилення є пристрій попереднього напруження в елементах підсилення, який дослідники описують по-різному. В результаті експериментального дослідження Онуфрієвим Н. М. було виявлено падіння напруження в зтяжках внаслідок обминання бетону під анкерами та випрямлення тяжів під натягненням в межах 5 - 19% для горизонтальних і шпренгельних зтягувань, та 3 - 20% для двопролітних балок. У зв'язку з цим Онуфрієв Н. М. пропонує враховувати втрати попереднього напруження шляхом введення експериментально встановленого коефіцієнта умов роботи  $m_0$  :

1) Для горизонтальних попередньо напружених зтяжок  $m_0=0,85$  ( $m_0=0,80$  за рекомендаціями по проектуванню підсилення залізобетонних конструкцій будівель і споруд будівель, що реконструюються).

2) Для попередньо напружених шпренгельних та комбінованих зтяжок  $m_0=0,80$ .

3) Для попередньо напружених поперечних стержнів підсилення  $m_0=0,90$  ( $m_0=0,75$  за рекомендаціями по проектуванню підсилення залізобетонних конструкцій будівель і споруд будівель, що реконструюються).

Автори каталогу конструктивних рішень щодо посилення та відновлення будівельних конструкцій промислових будівель, Гранєв В.В., Кудрявцев Ю.В., Макулин І.С., Сисоєв О.М. обмежили вище наведені коефіцієнти умов роботи нижньою межею в балках  $l=6$  м, не дивлячись на те, що Онуфрієв Н. М. отримав ці значення в результаті аналізу проведених експериментальних досліджень на балках з прольотом  $l=3,2$  м (однопролітні), та  $l=2,0$  м (двопролітні). В процесі вивчення питання втрат попереднього напруження коефіцієнт  $m_0$ , запропонований Онуфрієв Н.М., зазнавав зміни в кількісному вираженні. Надалі цей коефіцієнт був названий коефіцієнтом умови роботи зтягування "m", та, на додаток, рекомендовано урахувувати міру податливості вузлів сполучення конструкцій підсилення з елементами ЗБК, які підсилюються у залежності від їх конструктивного рішення: металевий упор на бетон без розчину - 2-5 мм/вузол; з розчином - 2-4 мм/вузол; з'єднання металевих елементів болтами - 1 мм/вузол. У свою чергу, пізніше було запропоновано при розрахунку підсилення ненапружених елементів коефіцієнт "m" приймати залежно від міри розвантаження посилюваного елемента. Так, при повному розвантаженні  $m=0,95$ ; при розвантаженні на рівні 75% - 0,9; 50% - 0,8; 25% - 0,7. Є ще одна точка зору - втрати попереднього напруження від релаксації для сталей А-I, А - II, А - III, А - Пв, А-IIIв, а також від повзучості та усадки бетону внаслідок їх згасання в посилюваних конструкціях Михеев И. И., Захаров С. Т., Косенкова Е. Д. пропонують не враховувати. При цьому Онуфрієв Н. М., пропонує врахувати втрати від обтискання та деформації анкерів, а також від можливого випрямлення стержнів підсилення, величину цих втрат, рівню 20%. При визначенні площі перерізу додаткової попередньо напруженої арматури Мартемьянов А.І. пропонує розрахунковий опір додаткової попередньо напруженої арматури прийняти з коефіцієнтом  $0,75\gamma_6$ , величину напруження в арматурі підсилення обчислюють за формулою, яка надалі застосовується, замість розрахункового опору, для визначення кількості додаткової розтягнутої арматури:

$$\sigma_{lim,ad} = \frac{\left[ \sigma_{sp,ad} + 2\alpha R_{bt,ser} + \left( \delta_b - \frac{\sigma_{sp,ad}}{R_{s,ser,ad}} \right) \frac{R_{b,ser} h_{0,red}}{\mu l} \right]}{\gamma_s}, \quad (4)$$

де  $\sigma_{sp,ad}$  – величина попереднього напруження в додатковій арматурі підсилення (з врахуванням втрат);

$R_{s,ser,ad}$  – розрахунковий опір додаткової арматури підсилення для граничних станів другої групи;

$\gamma_s$  – коефіцієнт надійності по арматурі;

$\mu$  – коефіцієнт армування;

$l$  – відстань між внутрішніми торцями анкерів арматури підсилення;

$\delta_b$  – основний безрозмірний коефіцієнт.

Наявність точок перегину збільшує величину втрати попереднього напруження зтяжок. В результаті експериментального дослідження в шпренгельних зтяжках відзначалося тертя в місцях їх перегину, яке Онуфрієв Н.М. запропонував врахувати середнім коефіцієнтом тертя  $f_0=0,45$ . Як бачимо, у втратах попереднього напруження, та у величині податливості немає загального рішення з причини багатофакторності умов застосування. Але факт значущості цього параметра є незаперечним.

Ще один значущий чинник впливає на напружено-деформований стан підсиленої конструкції - рівень попереднього напруження елементів підсилення. Так, величину попереднього напруження горизонтальних стержнів підсилення дослідники [1] пропонують прийняти від  $0,4 R_a''$  до  $1,0 R_a''$ , а автори каталогу конструктивних рішень щодо посилення та відновлення будівельних конструкцій промислових будівель, Гранєв В.В., Кудрявцев Ю.В., Макулин І.С., Сисоєв О.М. пропонують задавати рівень попереднього напруження у залежності від рівня навантаження балки у момент підсилення, тобто від  $0,3 R_d^H$  до  $1,0 R_d^H$ . При призначенні рівня попереднього напруження (для стержнів із сталей класів А - І, А - ІІ, А - ІІІ) Мартемьянов А.І. запропонував враховувати рівень навантаження конструкції, у певній залежності:

$p_p / p_y$ (1 ... 1,25)	$\sigma_{sp} / R_{sd}$ (0,9)
(1,25 ... 1,7)	(0,7 ... 0,9)
(1,7 ... 2,5)	(0,55 ... 0,7)
(2,5)	(0,4 ... 0,55)

де  $p_p$  - навантаження котре сприймає підсилений елемент;

$p_y$  - навантаження, прикладене у балці при її підсиленні;

$\sigma_{sp}$  - попереднє напруження в затяжці;

$R_{sd}$  - розрахунковий опір розтягуванню арматури підсилення.

Мартемьянов А. І. обмежує максимальну величину попереднього напруження для стержнів з м'яких сталей -  $0,9 R_{s,ser}$  ( $R_{sn,ad}$ ) та для стержнів з високоміцних сталей -  $0,7 R_{s,ser}$  ( $R_{sn,ad}$ ). Мінімальна ж величина попереднього напруження стержнів у будь-кому випадку обмежена -  $0,4 R_{s,ser}$  ( $R_{sn,ad}$ ).

У більшості робіт розрахунків поперечних попередньо напружених елементів підсилення пропонується виконувати як і для поперечних стержнів посилюваної конструкції за умови відсутності похилих тріщин. Але деякі дослідники, в т.ч. Онуфрієв Н. М. при пошкоджених похилих перерізах розрахунковий опір поперечних попередньо напружених елементів підсилення рекомендують понизити на 25%.

Мальганов А. І., Плевков., В. С., Полищук А. І. пропонують коефіцієнт умови роботи хомутів підсилення приймати рівним  $\gamma_{ss}=0,85$ . У пізнішому джерелі інформації Посібник П 1-98 при розрахунку підсилених конструкцій по похилому до подовжньої осі перерізу рекомендується до поперечної арматури підсилення, ввести коефіцієнт умови роботи: за відсутності похилих тріщин  $\gamma_{sw,ad}=1,0$ ; за наявності похилих тріщин в зоні зрізу з попереднім напруженням поперечних стержнів підсилення  $\gamma_{sw,ad}=0,9$ ; за наявності похилих тріщин в зоні зрізу, без попереднього напруження поперечних стержнів підсилення  $\gamma_{sw,ad}=0,7$ .

Не маловажним чинником є напружений стан пошкодженої конструкції. Але, як відмічено було пізніше, під час підсилення фактичне розрахункове навантаження, на посилювану конструкцію не повинне перевищувати 65%. В рекомендаціях по проектуванню підсилення залізобетонних конструкцій будівель і споруд будівель, що реконструюються рекомендовано прийняти коефіцієнтом умови роботи  $\gamma_{sri}=0,8$  з обмеженням на застосування: "поширюється на підсилення конструкцій залізобетонними обоймами, сорочками та нарощуванням" без вказівки застосування в горизонтальних затяжках.

У випадку необхідності зварювання з робочою арматурою посилюваної балки у роботах [4] пропонується врахувати це у вигляді зменшення перерізу існуючої (старої) арматури на 25%.%

При розрахунках важко пошкоджені конструкції коли зруйновано 50% перерізу бетону або 50% площі робочої арматури, то несуча здатність підсилюваної конструкції

не ураховується, а пристрій підсилення розраховується на повне навантаження [10]. Пропонується також ураховувати додаткові зусилля, які виникають при зміні температурних умов. Величина цих зусиль визначається різницею температур у момент натягнення елементів підсилення та експлуатації (мінімальною або максимальною).

**Постановка завдання.** Таким чином з вище сказаного можна побачити недосконалість розрахункової моделі підсилених, попередньо напруженими горизонтальними затяжками, згинальних залізобетонних елементів. Думки дослідників різняться, практично, по всіх параметрах. Втрати попереднього напруження, рівень попереднього напруження, урахування напруженого стану конструкції під час підсилення та ступеню пошкодженості посилюваної конструкції, вплив температурного чинника з всіх параметрах ще не однозначно ураховані у запропонованих методах, що свідчить про їх незавершеність.

Мета роботи полягає в порівнянні, впливу передумов й розрахункових схем, існуючих нормативних та авторських методик деформативності та тріщиностійкості пошкоджених у попередніх досліджень [2] і доведених до граничного стану (ULS) бетонних балок з базальтопластиковою арматурою, підсилених 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.

Завдання досліджень полягає порівняльного аналізу несучої здатності дослідних пошкоджених залізобетонних елементів, підсилених металевими обоймами, за існуючими національними нормами проектування та авторськими методами.

**Виклад основного матеріалу.** Питанням розрахунку підсилених будівельних конструкцій, як вже було сказано, займалися багато дослідників. Але найцікавішими являються авторські методики розрахунку котрі були розроблені в результаті експериментальних досліджень, й існуючі нормативні методики. Адже перші мають під собою практичне підґрунтя, а другі (скопійовані з практичних та теоретичних досліджень) носять законодавчу силу, й фактично відповідають за безпечну працю підсилених будівельних конструкцій.

Для зручності, розрахункові формули винесені до табл. 1, тут же розглянемо наявні: розрахункові передумови, розрахункові моделі, коефіцієнти і умови розрахунку.

Порівняння дослідних і розрахункових значень несучої здатності пошкоджених експериментальних зразків-балок показало незадовільну їх збіжність тому, що відомі нормативні та авторські методи передбачають розрахунок несучої здатності пошкоджених ЗБК за небезпечною похилою тріщиною при переважній дії поперечної сили, тобто ураховуються складові несучої здатності похилих перерізів по бетону над вершиною небезпечної похилої тріщиною та хомутів і вертикальних елементів зовнішнього підсилення. Проте проведені експериментально-теоретичні дослідження показали, що руйнування дослідних зразків-балок з великими і середніми прольотами зрізу при знакомінному малоцикловому навантаженні відбувається за небезпечними похилими наскрізними тріщинами від переважної дії згинальних моментів в повздовжніх елементах підсилення обойми, у повздовжній розтягнутій арматурі а також поперечних стержнів балки та обойми границі текучості. Тобто, реальна фізична картина роботи системи “пошкоджена залізобетонна балка-попередньо напружена металева обойма підсилення” при знакомінному поперечному навантаженні високих рівнів суттєво відрізняється від фізичної моделі раніше діючих нормативних і авторських методів.

Таблиця 1 – Таблиця розрахункових формул за найбільш поширеними методиками визначення несучої здатності підсилених залізобетонних елементів, що згинаються

<p>Передумови:</p> <p>1. Передумови: В посилюваній конструкції забезпечено надійне закріплення кінців розтягнутої арматури; забезпечений надійний зв'язок нової конструкції зі старою;</p> <p>2. В стадії руйнування посилюваної конструкції напруження в розтягнутій арматурі досягає межі пружності; одночасно</p>	
<p>Вираження взаємозв'язку лінійних деформацій балки та балочного залізобетонного елемента за пропозицією Мальганова А. И., Плевкова В. С., Полищука А. И., 4. Онуфриев Н. М.:</p> $\delta_x = \delta_q - \delta_M - \Delta_x; \delta_q = c \cdot (\alpha + \beta); \delta_M = \frac{Xlc^2}{B}; \delta_x = \frac{Xl}{F_0 E_a}; \Delta_x = \frac{Xl}{FE_\sigma}$	
<p>Зусилля в зтяжці:</p> $X = \frac{(\alpha + \beta) \cdot B}{l \cdot A}; A = \frac{B}{cF_0 E_a} + c + \frac{B}{cFE_\sigma}$	
<p>Передумови:</p> <p>1. В посилюваній конструкції забезпечено надійне закріплення кінців розтягнутої арматури; забезпечений надійний зв'язок нової конструкції зі старою;</p> <p>2. В стадії руйнування посилюваної конструкції напруження в розтягнутій арматурі досягає межі пружності; одночасно напруження стиску в бетоні досягають тимчасового опору стиснення при згині. Бетон не бере участь в передачі розтягуючих зусиль. Епюра нормальних напружень бетону в зжатій зоні представляє собою прямокутник.</p> <p>3. Розтягнута арматура основної конструкції та арматура підсилення мають однакову межу текучості.</p>	
<p>Розрахунок за нормальними перерізами за пропозицією Пинаджян В. В. [6]:</p> $M_p = bh_0^2 R_u \alpha (1 - 0,5\alpha) + f_2 S \sigma_T,$ $\alpha = \frac{(f_1 + f_2) \sigma_T}{R_u b h_0} < 0,50$	
<p>Розрахунок за похилими перерізами:</p> $Q_p = \Sigma f_{от} \sigma_{от} \sin \phi + \Sigma f_x \sigma_x + \frac{0.15 b h_0^2 R_u}{Z \text{ctg} \alpha}$	
<p>Згинаючий момент за пропозицією Михеев И. И., Захаров С. Т., Косенков Е. Д., Хило Е. Р., Попович Б. С. та Рекомендаційц щодо посилення монолітних залізобетонних конструкцій будівель та споруд підприємств гірничодобувної промисловості :</p> $M = R_u b x (h_{0п} - \frac{x}{2}) + R_{ac} F'_a (h_{0п} - a')$	
<p>Висота стиснутої зони:</p> $x = \frac{R_a F_n - R_{ac} F'_a}{b R_u}$	<p>Приведена площа робочої арматури:</p> $F_n = F_a + F_d \frac{R_d}{R_a}$
<p>Приведена робоча висота:</p> $h_{0п} = h_0 + \frac{R_d F_d}{R_a F_n} (h_d + h_0)$	



## Продовження таблиці 1

Площа додаткової арматури за пропозицією Михеева И. И., Захарова С. Т., Косенкова Е. Д., 9. Хило Е. Р., Рекомендаційц щодо посилення монолітних залізобетонних конструкцій будівель та споруд підприємств гірничодобувної промисловості:

$$F_d = \frac{-B_1 + \sqrt{B_1^2 - 4A_1C_1}}{2A_1}$$

$$A_1 = \frac{R_d^2}{2bR_u}; \quad B_1 = \frac{F_a R_d R_a}{bR_u} + R_d \left( \frac{R_{ac} F'_a}{bR_u} - h_d \right);$$

$$C_1 = \frac{R_a^2 F_a^2}{2bR_u} - \frac{R_{ac} F'_a R_a F_a}{bR_u} + M + R_{ac} F'_a \left( \frac{R_{ac} F'_a}{2bR_u} + a' \right) - R_a F_a h_0$$

$$F_u \leq \alpha_{\max} b h_0 \frac{R_u}{R_a}$$

Передумови:

1. Розрахунок ведеться як для статично не визначеного позацентрово стиснутого елемента.
2. Статично невизначені зусилля в зтяжці визначаються з рівняння взаємозв'язку лінійних деформацій балочного елемента та тяжів зтяжки.

Розрахунок за нормальними перерізами за пропозицією Онуфрієва Н. М., Допомоги з підсилення несучих конструкцій будівель і споруд, що реконструюються, промислових підприємств, розташованих у II і III зонах м. Алма-Ати:

$$N_e = R_u b x (h_0 - 0,5x)$$

Розрахунок за похилими перерізами:

$$Q_{x0} = \sqrt{0,45 R_u b h_0^2 (q_x + q_{x0})} - q_x u > Q + Q_q$$

$$q_{x0} = \frac{F_{x0} R_{ax} \cdot 0,85}{u_{x0}}$$

$m_0 = 0,85$  – коефіцієнт умови роботи зтяжки

Напруження в попередньо напружених стержнях за пропозицією Озкул О., Насіф Х., Танчан П., Хараджлі М.:

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{E_{ps}}{196} \left[ \frac{e \beta_1 f'_c b}{A_s f_y + A_{sp} f_{pu}} k_1 \right]$$

Згинальний момент за пропозицією Хило Е. Р., Попович Б. С.:

$$M = R_u b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{ac} F'_a (h_0 - a)$$

## Продовження таблиці 1

Висота стиснутої зони:

$$x = \frac{R_a F_n - R_{ac} F_a'}{b R_u}$$

Приведена робоча висота:

$$h_{0n} = h_0 + \frac{F_n - F_a'}{F_n} (h_d - h_0)$$

Площа поперечного перерізу стержнів підсилення:

$$F_d = \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4A C}}{2A}$$

$$A = \frac{R_a^2}{2b R_u}; \quad B = \frac{R_{ac} F_a' R_a}{b R_u} + R_a \cdot h_d$$

$$C = M_n + R_{ac} F_a' \left( \frac{R_{ac} F_a'}{2b R_u} + a' \right) + R_a F_a' (h_d - h_0)$$

$$F_n \leq \alpha_{\max} b h_0 \frac{R_u}{R_a}$$

Рівняння рівноваги для визначення граничної поперечної сили:

- без поперечного армування підсилюваної конструкції

$$Q_{np} \cdot a = R_{np} b x_1 z + \frac{q_x c^2}{2}$$

- з поперечним армуванням підсилюваної конструкції

$$Q_{np} \cdot a - \frac{q a^2}{2} = R_{np} b x_1 z + \frac{q_x c^2}{2}$$

Граничне напруження в попередньо напружених стержнях за пропозицією Нааман А., Алхайрі Ф.:

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u E_{ps} \epsilon_{cu} \left( \frac{d_{ps}}{c} - 1 \right) \frac{L_1}{L_2}$$

Відстань від крайнього стискаючого волокна до нейтральної осі:

$$c = \frac{-B_1 + \sqrt{B_1^2 - 4A_1 C_1}}{2A_1};$$

$$A_1 = 0,85 f'_c b_w \beta_1$$

$$B_1 = A_{ps} (E_{ps} \epsilon_{cu} \Omega_u (L_1/L_2) - f_{pe}) + A'_s f'_y - A_s f_y + 0,85 f'_c (b - b_w) h_f$$

$$C_1 = -A_{ps} E_{ps} \epsilon_{cu} \Omega_u d_{ps} (L_1/L_2)$$

Приріст напруження в стержнях підсилення за пропозицією Хе З., Лю З.:

$$\Delta f_{ps,u} = \frac{\Gamma_1}{k} \left( 1 - \frac{\Gamma_2}{k} \right)$$

$$\Gamma_1 = \gamma \eta K \epsilon_{cu} E_p \epsilon_m / \tilde{\omega} d_{ps}$$

$$\Gamma_2 = \gamma \phi K \epsilon_{cu} L^2 / \eta \tilde{\omega} d_{ps} \epsilon_m$$

## Продовження таблиці 1

<p>Площа поперечного перерізу стержнів підсилення за пропозицією Мартемьянов А. І.:</p> $F_{sd} = \frac{A}{2} \pm \sqrt{\frac{A^2}{4} - B}$ $A = \frac{F_s R_s - F'_s R_{sc} - R_b b (h_{0II} + a_0)}{0,5 R_{сДН} 0,75 \gamma_{s6}}$ $B = \frac{2 [M - (R_s F_s h_{0II} - R_{sc} F'_s a')] R_b b + (R_s F_s - R_{sc} F'_s)^2}{(R_{сДН} 0,75 \gamma_{s6})^2}$
<p>Висота стиснутої зони:</p> $x = \frac{R_{sd} F_{sd} + R_s F_s + R_{sc} F'_s}{R_b b}$
<p>Кількість додаткової розтягнутої арматури за пропозицією «Надземні конструкції та споруди». Харьковський Промбудніпроект:</p> $A_{s,ad} = - \left( \frac{A}{2} \right) \pm \sqrt{\frac{A^2}{4} - B}$ $A = \frac{A_s R_s - A'_{s,red} R_{sc} - R_{b,red} b h_{0,red}}{0,5 \sigma_{lim,ad}}$ $B = \frac{2 [M + (R_{sc} A'_{s,red} a' + R_s A_s h_{0,red})] R_{b,red} b - (R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red})^2}{\sigma_{lim,ad}^2}$
<p>Висота стиснутої зони:</p> $x = \frac{\sigma_{lim,ad} A_{sp,ad} + R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red}}{R_{b,red} b}$
<p>Площа поперечного перерізу додаткової арматури в розтягнутій зоні конструкції за пропозицією Посібника «Посилення залізобетонних конструкцій».</p> $A_{s,ad} = - \left( \frac{B}{2} \right) - \sqrt{\frac{B^2}{4} - C}$ $B = \frac{2(A_s R_s - A'_s R_{sc} - R_b b h_{0,ad})}{R_{s,ad}}$ $C = \frac{2 [M + (R_{sc} A'_s a' - R_s A_s h_0)] R_b b + (R_s A_s - R_{sc} A'_s)^2}{R_{s,ad}^2}$
<p>Міцність по похилій стислій смузі:</p> $Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0$ <p>Міцність по похилій тріщині:</p> $Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}$
$Q_b = \frac{M_b}{c};$ $Q_{sw} = (q_{sw} + q_{sw,ad}) c_0;$ $Q_{s,inc} = R_{sw,ad} A_{s,inc,ad} \sin \theta$

## Продовження таблиці 1

<p>Граничний згинаючий момент перерізами за рекомендаціями СП 349.1325800.2017. Конструкції бетонні та залізобетонні. Правила ремонту та посилення.:</p> $M_{ult} = R_{b,red} b x (h_{0,red} - 0,5x) + R_{sc} A_{s,red} (h_{0,red} - a')$ $M \leq M_{ult}$
<p>Передумови:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Розрахунок ведеться як для статично не визначеного позacentрово стиснутого елемента.</li> <li>2. Втрати попереднього напруження в додатковій арматурі визначаються по СНиП 2.03.01-84*, як для конструкції з натягом арматури на бетон.</li> <li>3. Розрахунок міцності ведеться з припущенням що граничний стан підсиленних конструкцій настає одночасно з досягненням існуючою арматурою та зтяжкою розрахункового опору.</li> <li>4. При розрахунку підсилення сильно пошкоджених конструкцій (при руйнуванні 50% перерізу чи 50% площі робочої арматури), конструкція підсилення розраховується на повне діюче навантаження, при цьому несуча здатність конструкції що підсилюється, в розрахунку не враховується.</li> </ol>
<p>Розрахунок за нормальними перерізами за пропозицією Посібника «Посилення залізобетонних конструкцій».</p> $N_e = R_u b x (h_0 - 0,5x)$ <p>Розрахунок за похилими перерізами:</p> $Q < Q_b + Q_{sw}$ <p>по похилій сжатій смузі:</p> $Q < 0,3 \phi_{w1} \phi_{b1} R_{b,red} b h_0$ <p><math>\gamma_{sp,ad} = 0,8</math> – коефіцієнт умови роботи зтяжки; <math>\gamma_{sw,ad} = 0,9</math> – коефіцієнт умови роботи додаткової поперечної арматури.</p>
<p>Передумови:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Втрати попереднього напруження в зтяжках визначаються по СП 63.13330, як для конструкції з натягом арматури на бетон.</li> <li>2. Напруження в арматурі посилюваного елемента слід приймати рівним розрахунковому опору арматури.</li> <li>3. При розрахунку підсилення сильно пошкоджених конструкцій (при руйнуванні 50% перерізу чи 50% площі робочої арматури), конструкція підсилення розраховується на повне діюче навантаження, при цьому несуча здатність конструкції що підсилюється, в розрахунку не враховується.</li> <li>4. Розрахунок міцності ЗБЕ, підсиленних поперечним армуванням з початковим попереднім напруженням, слід виконувати як для звичайного армування, без врахування попереднього напруження.</li> </ol>
<p>Розрахунок за нормальними перерізами за рекомендаціями СП 349.1325800.2017. Конструкції бетонні та залізобетонні. Правила ремонту та посилення.:</p> $M_{ult} = R_{b,red} b x (h_{0,red} - 0,5x) + R_{sc} A_{s,red} (h_{0,red} - a')$ <p>Розрахунок за похилими перерізами:</p> $Q < Q_b + Q_{sw}$ <p>по похилій сжатій смузі:</p> $Q < 0,3 R_b b h_0$ <p><math>\gamma_{sp,ad} = 0,8</math> – коефіцієнт умови роботи зтяжки.</p>
<p>Розрахунок за нормальними перерізами за пропозицією Zhou S., Sun J., Zeng Z., Jie Z.:</p> $M_u = M_c + M'_s + M_s + M_{sp1} + M_{sp2} + M_{sp3}$ <p>Розрахунок за похилими перерізами:</p> $V_u = V_{bo} + V_{b,sp}$

## Продовження таблиці 1

<p>Передумови:</p> <p>1. У разі руйнування більше ніж 50% перерізу конструкцій або більше ніж 50% площі робочої арматури, конструкція підсилення розраховується на повне фактичне навантаження, при цьому несуча здатність конструкції що підсилюється, в розрахунку не враховується.</p>
<p>Залізобетонні конструкції що підлягають підсиленню, проектується згідно ДБН В.2.6-98 при підсиленні бетоном і залізобетоном і згідно ДБН В.2.6-198 – при підсиленні сталевим прокатом за ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд [9].</p>
<p>Передумови:</p> <p>1. Розрахунок за граничними станами ведеться згідно до СНиП 2.03.01-84* як для позацентрово стиснутого елемента.</p> <p>2. Втрати попереднього напруження в зтяжках визначаються по СНиП 2.03.01-84*, як для конструкції з натягом арматури на бетон, з урахуванням коефіцієнта <math>\gamma_{fix}</math>.</p> <p>3. У разі руйнування більше ніж 50% перерізу конструкцій або більше ніж 50% площі робочої арматури, конструкція підсилення розраховується на повне фактичне навантаження, при цьому несуча здатність конструкції що підсилюється, в розрахунку не враховується.</p>
<p>Розрахунок за нормальними перерізами за пропозицією Голишев А. Б.</p> $M=(M_1+M_2)-M_{dis}$ <p>Розрахунок за похилими перерізами:</p> $Q<Q_1+Q_2$ <p><math>\gamma_{fix}=0.8</math> – коефіцієнт умови роботи зтяжки.</p>

Джерело: розроблено авторами

В табл. 2 представлено порівняння експериментальних даних несучої здатності похилих перерізів підсиленних металевими обоймами залізобетонних балок (серія 4) з її розрахунковими значеннями, обчисленими за методикою Малиганова А. І., Плевкова, В. С., Полищука А. І. ( $V_{uf}^{calc} 1$ ); Карпюк І.А, Даниленка Д.С., Карпюка В.М. ( $V_{uf}^{calc} 2$ ); Егорова В.В., Алексашкина Е.Н., Медвеженкова С.В., Юферева М.В. ( $V_{uf}^{calc} 3$ ); [7] ( $V_{uf}^{calc} 4$ ); [11] ( $V_{uf}^{calc} 5$ ); [3] ( $V_{uf}^{calc} 6$ ); ; [10] ( $V_{uf}^{calc} 7$ ).

В табл. 3 представлено порівняння експериментальних даних несучої здатності нормальних перерізів підсиленних металевими обоймами залізобетонних балок (серія 4) з її розрахунковими значеннями, обчисленими за методикою Малиганова А. І., Плевкова, В. С., Полищука А. І. ( $M_{uf}^{calc} 1$ ); Карпюк І.А, Даниленка Д.С., Карпюка В.М. ( $M_{uf}^{calc} 2$ ); Егорова В.В., Алексашкина Е.Н., Медвеженкова С.В., Юферева М.В. ( $M_{uf}^{calc} 3$ ); [7] ( $M_{uf}^{calc} 4$ ); [11] ( $M_{uf}^{calc} 5$ ); [3] ( $M_{uf}^{calc} 6$ ); [10] ( $M_{uf}^{calc} 7$ ); [8] ( $M_{uf}^{calc} 8$ ).

Таблиця 2 – Порівняння експериментальних даних несучої здатності похилих перерізів підсилених металевими обоймами залізобетонних балок (серія 4) з її розрахунковими значеннями, обчисленими за нормативними та авторськими методиками

№ посліп	План експерименту				Несуча здатність $V_{uf}$ , kH, похилих перерізів							
	$X_1$	$X_2$	$X_3$	$X_4$	$V_{uf}^{exp}$	$V_{uf}^{calc}_1$	$V_{uf}^{calc}_2$	$V_{uf}^{calc}_3$	$V_{uf}^{calc}_4$	$V_{uf}^{calc}_5$	$V_{uf}^{calc}_6$	$V_{uf}^{calc}_7$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	+	+	+	+	110	97	-	147	164	115	102	176
2	+	+	+	-	115	97	-	147	164	115	102	176
3	+	+	-	+	110	97	-	128	167	121	86	147
4	+	+	-	-	115	97	-	128	167	121	86	147
5	+	-	+	+	95	97	-	86	113	78	81	121
6	+	-	+	-	100	97	-	86	113	78	81	121
7	+	-	-	+	95	97	-	78	117	83	65	101
8	+	-	-	-	100	97	-	78	117	83	65	101
9	-	+	+	+	200	201	-	241	171	262	153	329
10	-	+	+	-	190	201	-	241	171	262	153	329
11	-	+	-	+	200	201	-	234	171	262	136	306
12	-	+	-	-	190	201	-	234	171	262	136	306
13	-	-	+	+	140	127	-	146	109	105	132	227
14	-	-	+	-	140	127	-	146	109	105	132	227
15	-	-	-	+	140	127	-	146	109	105	116	204
16	-	-	-	-	140	127	-	146	109	105	116	204
17	+	0	0	0	110	97	-	114	142	100	84	141
18	-	0	0	0	190	176	-	199	157	187	134	273
19	0	+	0	0	150	146	-	165	232	184	107	206
20	0	-	0	0	130	146	-	100	178	127	86	145
21	0	0	+	0	145	146	-	143	213	151	107	197
22	0	0	-	0	145	146	-	133	198	158	90	162
23	0	0	0	+	145	146	-	138	219	161	98	183
24	0	0	0	-	145	146	-	138	219	161	98	183
25	0	0	0	0	145	146	-	138	219	161	98	183
$\sum (V - V_0)^2$					2574	-	12806	53814	26532	34947	1141	11
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (V - V_0)^2}{24}}$					10,4	-	23,1	47,4	33,3	38,2	69,0	
$v = \left(\frac{\sigma}{b_0}\right) \cdot 100, \%$					7,0%	-	15,9%	32,6%	22,9%	26,3%	47,5	%

Джерело: розроблено авторами

Таблиця 3 – Порівняння експериментальних даних несучої здатності нормальних перерізів підсиленних металевими обоймами залізобетонних балок (серія 4) з її розрахунковими значеннями, обчисленими за нормативними та авторськими методиками

№ ДОСЛІДУ	План експерименту				Несуча здатність $M_{uf}$ , кНм, нормальних перерізів								
	$X_1$	$X_2$	$X_3$	$X_4$	$M_{uf}^{exp}$	$M_{uf1}^{calc}$	$M_{uf2}^{calc}$	$M_{uf3}^{calc}$	$M_{uf4}^{calc}$	$M_{uf5}^{calc}$	$M_{uf6}^{calc}$	$M_{uf7}^{calc}$	$M_{uf8}^{calc}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	+	+	+	+	54,5	52,6	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
2	+	+	+	-	56,9	52,6	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
3	+	+	-	+	54,5	52,6	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
4	+	+	-	-	56,9	52,6	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
5	+	-	+	+	47,0	52,6	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
6	+	-	+	-	49,5	52,6	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
7	+	-	-	+	47,0	52,6	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
8	+	-	-	-	49,5	52,6	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
9	-	+	+	+	-	-	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
10	-	+	+	-	-	-	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
11	-	+	-	+	-	-	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
12	-	+	-	-	-	-	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
13	-	-	+	+	-	-	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
14	-	-	+	-	-	-	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
15	-	-	-	+	-	-	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
16	-	-	-	-	-	-	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
17	+	0	0	0	54,5	52,6	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
18	-	0	0	0	-	-	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
19	0	+	0	0	48,0	52,6	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
20	0	-	0	0	41,6	52,6	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
21	0	0	+	0	46,4	52,6	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
22	0	0	-	0	46,4	52,6	55,6	46,8	445,0	56,0	53,2	79,1	48,1
23	0	0	0	+	46,4	52,6	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
24	0	0	0	-	46,4	52,6	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
25	0	0	0	0	46,4	52,6	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
$\sum(\sigma - \sigma_0)^2$					459,4 кН <sup>2</sup>	1657,3	404,4	647,5	982,6	471,2	13567	337,9	
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(\sigma - \sigma_0)^2}{24}}$					5,53 кН	8,31	4,10	5,19	6,39	4,43	23,78	3,75	
$\sigma = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right) \cdot 100, \%$					11,2 %	15,7%	7,8%	9,8 %	12,1%	8,4%	45,0%	7,1 %	

Джерело: розроблено авторами

**Висновки.** Всі існуючі нормативні та авторські методики передбачають розрахунок несучої здатності пошкоджених ЗБК за небезпечною похилою тріщиною при переважній дії поперечної сили, тобто ураховуються складові несучої здатності похилих перерізів по бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини та хомутів і елементів зовнішнього підсилення. Що й показало порівняння, вплив передумов й розрахункових схем, існуючих нормативних та авторських методик, дає незадовільну збіжність. Дане питання потребує більш досконалого вивчення сутті проблеми.

## Список літератури

1. He Z., Liu Z.. Stresses in external and internal unbonded tendons: unified methodology and design equations. *Journal of Structural Engineering*. 2010. №136. P. 1055–1065. [https://www.researchgate.net/publication/245305693\\_Stresses\\_in\\_External\\_and\\_Internal\\_Unbonded\\_Tendons\\_Unified\\_Methodology\\_and\\_Design\\_Equations](https://www.researchgate.net/publication/245305693_Stresses_in_External_and_Internal_Unbonded_Tendons_Unified_Methodology_and_Design_Equations)
2. 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*. 2020. Vol. 4/7 (8), P.42-53. <http://journals.uran.ua/eejet/article/view/209378/211998>
3. Danilenko, M. Zaboloka, V. Karpiuk et al. Load-bearing capacity of damaged reinforced concrete span structures strengthened with prestressed metal casings. *Journal of Engineering Science*. 2020. №2. P. 106–127.
4. Naaman A., Alkhairi F. Stress at ultimate in unbonded post-tensioning tendons. Part 2. Proposed methodology. *ACI Structural Journal*. 1991. №88. P. 683–692. [https://www.researchgate.net/publication/279543485\\_Stress\\_at\\_ultimate\\_in\\_unbonded\\_post-tensioning\\_tendons\\_Part\\_2\\_Proposed\\_methodology](https://www.researchgate.net/publication/279543485_Stress_at_ultimate_in_unbonded_post-tensioning_tendons_Part_2_Proposed_methodology)
5. Ozkul O., Nassif H., Tanchan P., Harajli M.. Rational approach for predicting stress in beams with unbonded. *ACI Structural Journal*. 2008. №105. P. 338–347. <https://scholarworks.aub.edu.lb/handle/10938/13903>
6. Zhou C., Sun J., Zeng Z., Jie Z. Studies on the RC beam strengthened by using the exterior-wrapping U-shaped steel plate and its application. *Advances in Civil Engineering*. 2019. №1. P. 1–9. <https://www.hindawi.com/journals/ace/2019/2396764/>
7. Вплив конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на несучу здатність балкових конструкцій при малоцикловому навантаженні / Карпюк В. М. та ін. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2016. №61. С. 130-136. <http://mx.ogasa.org.ua/handle/123456789/2440>
8. Деформативність пошкоджених залізобетонних балок, посилені металевими обоймами / Даниленко Д. С. та ін. *Актуальні проблеми інженерної механіки* : тези доп. VII Міжнар. наук.-практ. конф. / під заг. ред. М. Г. Сур'янінова. Одеса : ОДАБА, 2020. С. 81-84.
9. ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. [Чинний від 2017-04-01]. Київ : ДП “УкрНДНЦ”, 2016. 98 с. [https://dnaop.com/html/62197/doc-%D0%94%D0%A1%D0%A2%D0%A3\\_%D0%91\\_%D0%92.3.1-2\\_2016](https://dnaop.com/html/62197/doc-%D0%94%D0%A1%D0%A2%D0%A3_%D0%91_%D0%92.3.1-2_2016)
10. Карпюк В. М., Даниленко Д. С., Карпюк І. А., Даниленко А. В. Напружено-деформований стан підсиленіх металевією обоймою, залізобетонних балок за дії циклічного знакозмінного навантаження: тези доповідей 76 науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії 21-22 травня, 2020 р. Одеса : ОДАБА, 2020. С. 92.
11. Параметри тріщиностійкості балкових залізобетонних елементів при дії знакозмінного та знакопостійного циклічних навантажень / В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2016. №62. С. 220–228.

## References

1. He, Z. & Liu, Z. (2010). Stresses in external and internal unbonded tendons: unified methodology and design equations. *Journal of Structural Engineering*, No. 36, P.1055–1065. [https://www.researchgate.net/publication/245305693\\_Stresses\\_in\\_External\\_and\\_Internal\\_Unbonded\\_Tendons\\_Unified\\_Methodology\\_and\\_Design\\_Equations](https://www.researchgate.net/publication/245305693_Stresses_in_External_and_Internal_Unbonded_Tendons_Unified_Methodology_and_Design_Equations) [in English].
2. 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 (8), P. 42-53. <http://journals.uran.ua/eejet/article/view/209378/211998> [in English].
3. Danilenko, D., Zaboloka, M. & Karpiuk, V. et al. (2020). Load-bearing capacity of damaged reinforced concrete span structures strengthened with prestressed metal casings. *Journal of Engineering Science*, 2, 106–127 [in English].
4. Naaman, A. & Alkhairi, F. (1991). Stress at ultimate in unbonded post-tensioning tendons. Part 2. Proposed methodology. *ACI Structural Journal*, №88, P. 683-692. [https://www.researchgate.net/publication/279543485\\_Stress\\_at\\_ultimate\\_in\\_unbonded\\_post-tensioning\\_tendons\\_Part\\_2\\_Proposed\\_methodology](https://www.researchgate.net/publication/279543485_Stress_at_ultimate_in_unbonded_post-tensioning_tendons_Part_2_Proposed_methodology) [in English].



5. Ozkul, O., Nassif, H., Tanchan, P. & Harajli M. (2008). Rational approach for predicting stress in beams with unbonded. *ACI Structural Journal*, №105, P. 338–347. <https://scholarworks.aub.edu.lb/handle/10938/13903> [in English].
6. Zhou, C., Sun, J., Zeng, Z. & Jie, Z. (2019). Studies on the RC beam strengthened by using the exterior-wrapping U-shaped steel plate and its application. *Advances in Civil Engineering*, №1, P. 1-9. <https://www.hindawi.com/journals/ace/2019/2396764/> [in English].
7. Karpiuk, V. M. et al. (2016). Vplyv konstruktyvnykh chynnykiv ta faktoriv zovnishn'oi dii na nesuchu zdatsnist' balkovykh konstruksij pry malotsyklovomu navantazheni [The influence of structural factors and factors of external action on the bearing capacity of beam structures under short-cycle loading] [V. M. Karpyuk, K. I. Albu, D. S. Danilenko et al.]. *Visnyk Odes'koi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury - Bulletin of the Odessa State Academy of Construction and Architecture*, 61, 130-136 <http://mx.ogasa.org.ua/handle/123456789/2440> [in Ukrainian].
8. Danylenko, D. S. et al. (2020). Deformatyvnyshchyna poshkodzhennykh zalizobetonnykh balok, posylenykh metalovymi obojmamy [Deformability of damaged reinforced concrete beams reinforced with metal clips]. Actual problems of engineering mechanics: *VII Mizhnarodna naukovo-praktychna konferentsiia – International scientific and practical conference (pp. 81-84)*. Odesa : ODABA [in Ukrainian].
9. Remont i pidsylennia nesuchykh i ohorodzhuval'nykh budivel'nykh konstruksij ta osnov budivel' i sporud [Repair and extension of load-bearing and enclosing building structures and foundations of buildings and structures]. (2016). *DSTU B V.3.1-2:2016 from 2017-04-01*. Kyiv : DP “UkrNDNTs” [https://dnaop.com/html/62197/doc-%D0%94%D0%A1%D0%A2%D0%A3\\_%D0%91\\_%D0%92.3.1-2\\_2016](https://dnaop.com/html/62197/doc-%D0%94%D0%A1%D0%A2%D0%A3_%D0%91_%D0%92.3.1-2_2016) [in Ukrainian].
10. Karpiuk, V. M., Danylenko, D. S., Karpiuk, I. A. & Danylenko, A. V. Napruzhenno-deformovanyj stan pidsylenykh metalevoiu obojmou, zalizobetonnykh balok za dii tsyklichnoho znakovminnoho navantazhenia [The stress-strain state of reinforced concrete beams reinforced with a metal bracket under the action of cyclic alternating load]. *76 naukovo-tekhnichnoi konferentsii profesors'ko-vykladats'koho skladu akademii (21-22 travnia, 2020 r.) -76 scientific and technical conference of the professorial staff of the academy (P. 92)*. Odesa : ODABA [in Ukrainian].
11. Karpiuk, V. M., Albu, K. I. & Danylenko, D. S. (2016). Parametry trishchynostijkosti balkovykh zalizobetonnykh elementiv pry dii znakovminnoho ta znakovpostijnoho tsyklichnykh navantazhen' [Parameters of crack resistance of beam-reinforced concrete elements under the action of alternating sign and constant sign cyclic loads]. *Visnyk Odes'koi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury – Bulletin of the Odessa State Academy of Construction and Architecture*, 62, 220–228 [in Ukrainian].

**Iryna Karpiuk**, Assoc. Prof., PhD tech. sci., **Yevhenii Klymenko**, Prof., DSc.  
*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odesa, Ukraine*

**Denis Danilenko**, Design Engineer, PhD tech. sci.  
*Construction company “STIKON”, Odesa, Ukraine*

**Mariia Karpiuk**, Student, Department of Reinforced Concrete Structures and Transportation Structures  
*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odesa, Ukraine*

### **Comparative analysis of the load-bearing capacity of experimental damaged reinforced concrete elements reinforced with metal clips**

The paper presents research results and a comparative analysis of the load-bearing deformability and crack resistance of basalt concrete beams brought to the limit state (ULS) in previous tests. The beams were reinforced with prestressed metal clips under high-level static and low-cycle alternating loads.

The work performed comparative calculations of reinforced building structures using proprietary methods and existing regulatory methods. A comparison of the experimental and calculated values of the bearing capacity of damaged experimental beam samples showed their unsatisfactory convergence because the well-known regulatory and proprietary methods provide for the calculation of the bearing capacity of damaged reinforced concrete structures along a dangerous inclined crack under the predominant action of transverse force, i.e. the top of a dangerous inclined crack and clamps and vertical elements of external reinforcement. However, experimental and theoretical studies have shown that the destruction of prototype beams with large and medium shear spans under a variable low-cycle load occurs along dangerous inclined through cracks, from the overwhelming action of bending moments, in the longitudinal reinforcement elements of the frame, in the longitudinal tensile reinforcement, as well as transverse beam beams and yield stress cages. That is, the real physical picture of the operation of the system “damaged reinforced concrete

beam – prestressed metal reinforcement cage” under alternating transverse load at high levels differs significantly from the physical model of previously existing regulatory and proprietary methods. All existing regulatory and proprietary methods provide for the calculation of the bearing capacity of damaged reinforced concrete structures along a dangerous inclined crack under the predominant action of transverse force, that is, the components of the bearing capacity of inclined sections on concrete above the top of a dangerous inclined crack and clamps and external elements are taken into account.

Experimental and theoretical studies have shown that the destruction of prototype beams with large and medium shear spans, under alternating low-cycle loads, occurs along dangerous inclined through cracks from the overwhelming action of bending moments in the longitudinal tensile reinforcement, as well as in the transverse rods of the beam and the cage yield strength.

**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) 31.10.2023*

*Прорецензовано (Reviewed) 30.11.2023*

*Прийнято до друку (Approved) 27.12.2023*