

## ОЦІНКИ МІЦНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ В СТИСНУТІЙ ЗОНІ ЕФЕКТИВНИМИ МАТЕРІАЛАМИ

Валовой О.І.

Ерьоменко О.Ю.

*Криворізький технічний університет*

---

**Проблема та її зв'язок з науковими та практичними завданнями.** Залізобетонні конструкції внаслідок характерних лише для них властивостей (довговічність, вогнестійкість, малі експлуатаційні витрати і т.ін.) є найбільш розповсюдженими у будівництві.

Внаслідок економічних реформ змінився інвестиційний процес. З переходом на самофінансування відбулося перенесення центру тяжіння з нового будівництва на реконструкцію діючих промислових підприємств. Окупність капітальних вкладень у реконструкцію промислових підприємств відбувається в 2-3 рази швидше, ніж при будівництві нових.

Оновлення виробництва передбачає реконструкцію будівель та споруд, які є складовою частиною загальної реконструкції діючих підприємств. Впровадження нових технологій, встановлення додаткового обладнання призводять до збільшення та зміни характеру і місця прикладання діючих навантажень, зміни розрахункових схем у порівнянні з проектними, що, в певних випадках, потребує попереднього підсилення конструкцій.

**Аналіз досліджень та публікацій.** Підсилення залізобетонних конструкцій має, у порівнянні з іншими видами конструкцій (металевими, дерев'яними), специфічні особливості, пов'язані зі складністю забезпечення сумісної роботи бетону конструкції, що експлуатується, з новим бетоном при збільшенні поперечного перерізу та складністю збільшення перерізу арматури внаслідок її важкодоступності.

При проектуванні підсилення конструкцій, що експлуатуються в певних умовах, метод підсилення обирають після стадії оцінки стану, за результатом якої встановлюється можлива схема руйнування конструкції (слабка зона). У загальному випадку руйнування згинаних, позацентрово (центрально) стиснутих або розтягнутих елементів відбувається за розтягнутою, стиснутою зонами або в зоні зрізу від дії поперечних сил, по просторовому перерізу від дії крутного моменту, місцевого зминання, відриву та продавлювання. Тому треба підсилювати найбільш слабку зону залізобетонних конструкцій [1].

Підсилення залізобетонних елементів, що працюють на згин, можна виконувати двома основними способами: влаштуванням розвантажувальних елементів; підсиленням шаром бетону або залізобетону.

За першим способом підсилюють елементи, головним чином, неушкоджених конструкцій без припинення виробництва.

Другий спосіб підсилення – нарощування бетоном або залізобетоном застосовують при підсиленні як неушкоджених, так і ушкоджених конструкцій. Передбачають збільшення розмірів поперечного перерізу підсилюваного елемента шляхом введення в стиснуту або розтягнуту зону шару неармованого або армованого бетону. Для цього влаштовують обойми, сорочки, а також одностороннє, двостороннє і бокове нарощування.

Найбільш поширеним методом підвищення несної здатності залізобетонних елементів, що працюють на згин, є нарощування розтягнутої або стиснутої зон шаром залізобетону [2].

Збільшення міцності й жорсткості підсилюваного елемента нарощуванням реалізується лише при спільній роботі підсилюваної конструкції та конструкції підсилення. Нарощування застосовують для підсилення як монолітних залізобетонних конструкцій, так і збірних. Нарощування розтягнутої зони елемента підсилення переважно виконують у випадках, коли неможливо підсилення нарощуванням зверху, а несна здатність при цьому трохи збільшується. Ще одним недоліком такого методу підсилення є необхідність проведення трудомістких робіт з улаштування опалубкових конструкцій з системою рихтувань.

Нарощування залізобетонних елементів, що працюють на згин, зверху у стиснутій зоні виконують при необхідності значного збільшення несної здатності конструкції. При необхідності шар підсилення армують повздовжньою арматурою, яку приварюють до оголеної існуючої або приклеюють до бетону стиснутої зони.

Відомо, що в зоні контакту “нового” і “старого” бетонів при підсиленні залізобетонних елементів, що працюють на згин, методом нарощування, діє складний напружено-деформований стан. При цьому зона контакту піддається одночасній дії стискальних або розтягувальних, а також зсувних зусиль. Величина останніх може визначати несучу здатність підсилюваної конструкції. Низька міцність зони контакту обмежує можливості підсилення при однобічному нарощуванні, а також при дії динамічних навантажень.

Спільної роботи “старого” та “нового” бетонів при збільшенні поперечного перерізу підсилюваної конструкції досягають улаштуванням у “старому” бетоні відкритих пазів, насічок або додатковим поперечним армуванням хомутами, які з’єднуються з арматурою конструкції. Для покращення зчеплення “нового” бетону зі “старим” окрім насічок за можливістю рекомендують виконувати адгезійне ґрунтування полімеррозчином, композиціями на основі акрилового, епоксидного та інших видів синтетичних клеїв [3].

В останні роки з’явилися високоміцні матеріали, застосування яких при підсиленні суттєво підвищує ефективність відновлених елементів. Одним з таких матеріалів є сталеві фібробетон. При використанні сталеві фібри проникають у тріщини, раковини, каверни та інші пошкодження підсилюваної конструкції та ніби зашпаровують дефекти. Це дозволяє відновити експлуатаційні якості залізобетонної конструкції навіть зі значними ушкодженнями [4].

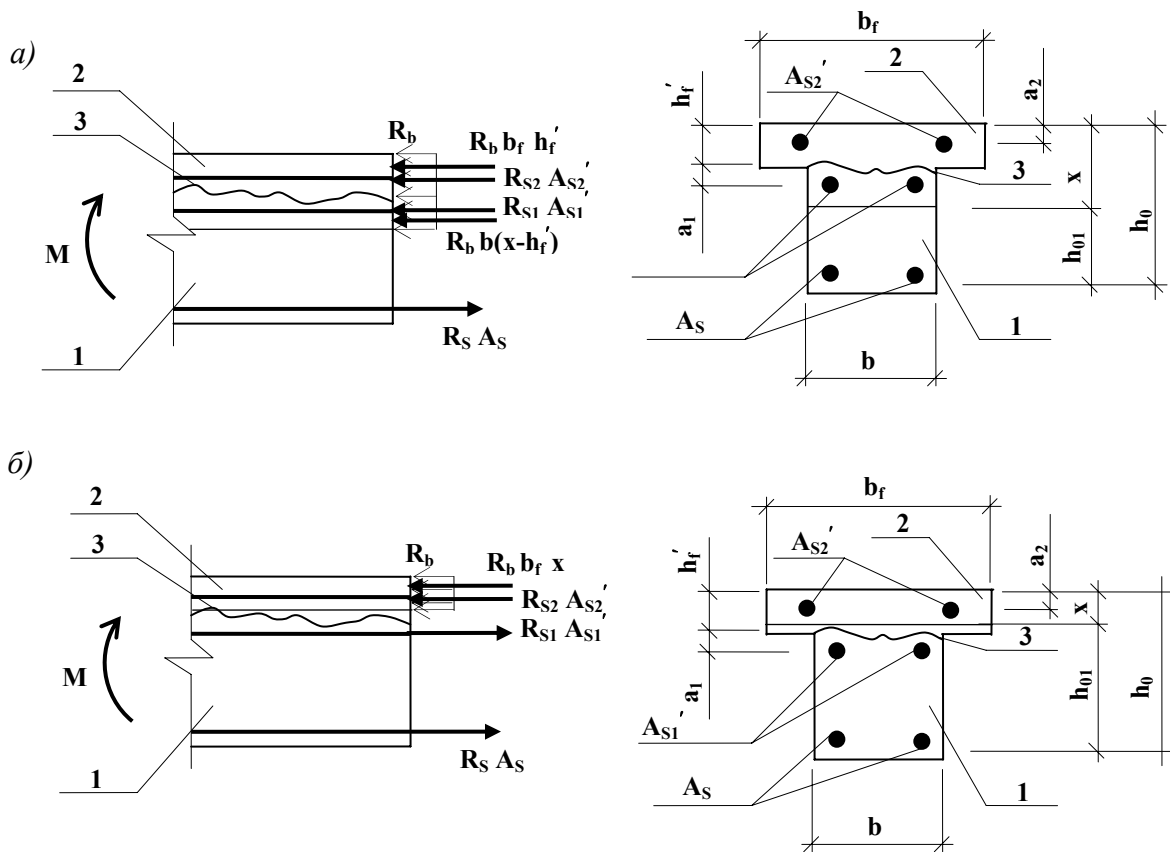
Проектування підсилення залізобетонних конструкцій повинно забезпечити спільну роботу елементів підсилення з підсилюваною конструкцією. Крім того, після підсилення конструкція має задовольняти вимоги чинних норм за першою та другою групами граничних станів.

При підсиленні залізобетонних елементів нарощуванням зверху слід зважати на те, що площа поперечного перерізу існуючої арматури  $A_s$  в підсилюваному елементі повинна бути достатньою для сприйняття збільшеного згинального моменту. Максимальну висоту нарощування  $h'_f$  визначають за умови повного використання стиснутої зони бетону підсилюваного елемента, тобто при  $x - h'_f = \xi_R h_{01}$  ( $\xi_R$  - для бетону підсилюваного елемента).

При цьому може бути декілька випадків розрахунку товщини нарощування (рис. 1).

При однаковому класі бетону підсилення і бетону підсилюваного елемента максимальну товщину нарощування розраховують за умови [5]

$$h'_f = \frac{R_s A_s - R_{s1} A'_{s1} - R_{s2} A'_{s2}}{R_b b} - \xi_R h_{01}. \quad (1)$$



*a* – при  $x > h_f'$ ; *б* – при  $x \leq h_f'$ .

Рис. 1. Розрахункові схеми залізобетонних елементів, що працюють на згин, підсилені наרוщуванням стиснутої зони

Якщо клас бетону наרוщування відрізняється від класу бетону підсилюваної конструкції, то товщину нарощування визначають за формулою

$$h_f' = \frac{R_s A_s + R_b \xi_R h_{01} - R_{s1} A'_{s1} - R_{s2} A'_{s2}}{R_{b2} b}, \quad (2)$$

де  $R_b, R_{b2}$  – міцність бетону на стиск підсилюваної конструкції та елемента підсилення відповідно.

Перевірку несної здатності перерізу виконують залежно від того, де знаходиться межа стиснутої зони:

1) якщо межа перетинає бетон підсилення ( $x \leq h_f'$ ), тобто виконується умова

$$R_s A_s \leq R_{b2} b h_f' + R_{s2} A'_{s2}, \quad (3)$$

розрахунок при збігу класу бетону підсилюваної конструкції з класом бетону підсилення, виконують за формулою

$$M \leq R_b b_f x (h_0 - 0.5x) + R_{s1} A'_{s1} (h_{01} - h_f' - \alpha'_2) - R_{s2} A'_{s2} (h_0 - \alpha_2), \quad (4)$$

де висоту стиснутої зони  $x$  визначають за формулою

$$x = \frac{R_s A_s + R_{s1} A'_{s1} - R_{s2} A'_{s2}}{R_b \cdot b_f} \quad (5)$$

При різних класах бетону підсилюваної конструкції та бетону підсилення у формулах (4), (5) замість  $R_b$  підставляють значення  $R_{b2}$ ;

2) якщо умова (3) не виконується і межа стиснутої зони проходить в бетоні підсилюваної конструкції ( $x > h_f$ ), міцність перерізу за умови збігу класу бетону конструкції з класом бетону підсилення, перевіряють за формулою

$$M \leq R_b b_f h'_f (h_0 - 0.5 h'_f) + R_b b (x - h'_f) [h_{01} - 0.5(x - h'_f)] + R_{s2} A'_{s2} (h_0 - \alpha'_2) + R_{s1} A'_{s1} (h_{01} - h'_f - \alpha'_2), \quad (6)$$

та

$$x = \frac{R_s A_s + R_b h'_f - R_b b_f h'_f - R_{s2} A'_{s2} - R_{s1} A'_{s1}}{R_b b} \quad (7)$$

При різних класах бетону підсилюваної конструкції та бетону підсилення у формулі (6) у першому складнику, а у формулі (7) у третьому складнику замість  $R_b$  підставляють значення  $R_{b2}$ .

**Постановка завдання.** Метою випробувань було експериментально та теоретично визначити вплив основних фізико-механічних характеристик матеріалів підсилення на міцність, тріщиностійкість, деформації підсиленних балок та встановити ефективність кожного виду підсилення з погляду несної здатності та експлуатаційної придатності підсиленого залізобетонного згинального елемента.

При підсиленні балок використовували сучасні ефективні матеріали підвищеної міцності та тріщиностійкості до складних умов експлуатації. Для порівняння з традиційним способом підсилення залізобетонних балок нарощуванням стиснутої зони за допомогою додаткової арматури та шару дрібнозернистого бетону були досліджені інші матеріали, які підсилюють стиснуту зону. З цією метою для описуваних дослідів було прийнято рішення крім традиційного способу підсилення шаром армованого дрібнозернистого бетону підсилити стиснуту зону шаром сталевібробетону та шаром полімербетону.

**Викладення матеріалу та результати.** Для експерименту було виготовлено чотири серії балок, по три штуки в кожній. При цьому балки першої серії підсиленню не підлягали та мали прямокутний поперечний переріз. Балки другої, третьої та четвертої серій були підсилені в стиснутій зоні, при цьому їх поперечний переріз змінився з прямокутного на тавровий.

Короткочасні випробування балок проводили на універсальному гідравлічному пресі ПММ-250 за схемою однопрольотної вільнообпертої балки, навантаженої двома зосередженими силами у третинах прольоту. Величину навантаження, що прикладається до балки, контролювали взірцевим манометром гідравлічної станції.

У процесі випробування експериментальних балок фіксували деформації граней балки в зоні чистого згину, визначали прогини балок, момент появи тріщин, а також сліdkували за розвитком тріщин по висоті та шириною їх розкриття.

При випробуванні балок були використані такі прилади: прогиномір Максимова; індикатор годинникового типу з ціною поділу 0,01 мм для визначення деформацій бетону балки та просадки опор балок; мікроскоп МПБ-2 з 24 – кратним збільшенням і ціною поділу 0,05 мм для визначення ширини розкриття нормальних і похилих тріщин; тензорезистори на базі 50 мм для визначення деформацій бетону балки за висотою та визначення рівня напружень у розтягнутій арматурі; ИДЦ – 1 (измеритель деформации цифровой) для фіксації показів тензодатчиків.

Навантаження дослідних зразків балок здійснювали ступенями по 0,1 від руйнівного навантаження, яке визначали за розрахунковими руйнівними навантаженнями, отриманими для відповідного підсилення. Після кожного етапу прикладання навантаження його витримували 10 хв., під час яких знімали відліки по приладах, проводили огляд поверхні зразка, відмічали появу тріщин і вимірювали ширину їхнього розкриття.

Відліки по приладах знімали після стабілізації деформацій, обумовлених прикладанням повного навантаження. За момент утворення тріщин у балці вважали момент, при якому візуально мікроскопом можна було виміряти ширину розкриття тріщин приблизно 0,025...0,035 мм, а також появу перелому графіка “момент-прогин” та на підставі показів тензорезисторів.

За момент руйнування балки було прийнято роздроблення бетону стиснутої зони. У підсиленних балках за момент руйнування прийнято розвиток похилих тріщин і руйнування стиснутого бетону над ними з наступним розривом поперечної арматури.

Випробуванню підлягали непідсилені балки прямокутного перерізу серії БКСП та балки, підсилені в стиснутій зоні шаром дрібнозернистого бетону, сталевібробетону і полімербетону серій, відповідно БУМ, БУФ та БУП.

На підставі проведених експериментальних випробувань були отримані міцнісні та деформаційні характеристики зразків. Встановлено, що експериментальні балки зруйнувалися двома способами. Зразки непідсиленних балок (БКСП) зруйнувалися за нормальними перерізами внаслідок руйнування бетону стиснутої зони, що і було передбачено програмою досліджень. У підсиленних балках (серії БУМ, БУФ, БУП) несна здатність була вичерпана за похилими перерізами. У той же час за попередніми розрахунками усі серії зразків були запроєктовані на руйнування за нормальними перерізами як до, так і після підсилення. Незважаючи на те, що в підсиленних зразках неповністю було використано міцність за нормальними перерізами і напруження в повздовжній арматурі не досягали своїх граничних значень, вдалося досягти суттєвого підвищення несної здатності підсиленних балок (у межах 227...282 %) у порівнянні з непідсиленими балками.

Отже, для повного аналізу несної здатності розрахунки міцності дослідних зразків з урахуванням фактичних міцнісних та геометричних параметрів, отриманих при випробуваннях, були виконані як для нормальних, так і для похилих перерізів. Порівняння експериментальних та теоретичних (обчислених за наведеною методикою розрахунку) міцнісних показників балок всіх серій наведено в табл. 1.

**Висновки та напрямок подальших досліджень.** З аналізу таблиці можна дійти висновку, що наведена методика розрахунку міцності згинаних елементів доволі точно описує згаданий процес у порівнянні з експериментальними даними.

**Таблиця 1 – Порівняння дослідних і розрахункових результатів міцності балок**

Номер рядка	Найменування величини	Розрахункові та експериментальні величини балок серії			
		БКСП	БУМ	БУФ	БУП
1	2	5	6	7	8
1.	Узагальнена міцність бетону на розтяг $R_{bt}$ узаг., МПа	-	1,13	1,3	1,64
2.	Розрахунковий опір поперечної арматури А-III $\varnothing$ 8 мм $R_{sw}$ , МПа	216	216	216	216
3.	Довжина проєкції похилого перерізу на повздовжню вісь балки $C_0$ , мм	170	214	229	257
4.	Середня експериментальна руйнуюча сила $F_u/2$ $F_u^{експ}$ ( $Q_u^{експ}$ ), кН	22	50*	56*	62*
5.	Середній експериментальний згинальний момент при руйнуванні $M_u^{експ}$ , кН·м	13,2	30*	33,6*	37,2*
6.	$F_{u1}^{експ}/F_0^{експ}$	1	2,27	2,55	2,82
7.	$F_{u1}^{експ}/F_{01}^{експ}$	-	1	1,12	1,24
8.	Теоретична міцність нормальних перерізів балок за згинальним моментом (згідно з СНиП [98]) $M_u^{теор}$ , кН·м	12,9	44,1*	46,3*	47,6*
9.	Теоретична міцність нормальних перерізів балок за згинальним моментом, розрахованих за проектом ДБН $M_{u1}^{теор}$ , кН·м	13,5	-	-	-
10.	Теоретична міцність нормальних перерізів балок за руйнуючою силою $(F/2) F_u^{теор}$ , кН	21,5	73,5	77,2	79,3
11.	$F_u^{експ}/F_u^{теор}$	1,02	0,68	0,73	0,79
12.	Теоретична міцність похилих перерізів за поперечною силою (без урахування шару підсилення) $Q_u^{теор}$ , кН	46,6	46,6	46,6	46,6
13.	Теоретична міцність похилих перерізів за поперечною силою (з урахуванням шару підсилення) $Q_{u1}^{теор}$ , кН	-	63,3	69,1	80,2
14.	$Q_u^{експ}/Q_{u1}^{теор}$	-	0,79	0,81	0,77
15.	$Q_u^{експ}/Q_u^{теор}$	0,47	1,07	1,2	1,33
16.	Відносний запас міцності шва за поперечною силою $Q_{shb}/Q_{sh}$	-	0,986	0,952	0,987
<p><i>Примітка 1.</i> У рядках 4, 5, 8 введено позначення (*), яке відповідає балкам, зруйнованим за похилим поперечним перерізом.</p> <p><i>Примітка 2.</i> У рядку 16 наведено позначення <math>Q_{shb}</math> та <math>Q_{sh}</math>, де <math>Q_{shb}</math> – граничне зсувне зусилля, яке сприймає контактний шов; <math>Q_{sh}</math> – зсувне зусилля у шві від зовнішнього навантаження.</p> <p><i>Примітка 3.</i> У рядку 6 позначення <math>F_0^{експ}</math> відповідає експериментальній міцності непідсилених балок (серії БКСП).</p>					

Порівняння дослідних результатів дає змогу дійти висновку, що найбільш ефективним матеріалом підсилення є сталевібробетон. Хоча балки, підсилені цим матеріалом за показниками міцності, тріщиностійкістю та жорсткістю знаходяться на другому місці після балок, підсилених полімербетоном, собівартість виготовлення сталевібробетону набагато нижча, ніж полімербетону. Також слід зважити на те, що міцнісні показники використаного полімербетону майже у 3 рази перевищують ці ж показники сталевібробетона. Тому можна зробити припущення, що при підсиленні балок згаданими вище матеріалами однакової міцності несна здатність балок, підсилених сталевібробетоном, була б не меншою, а можливо і більшою, ніж підсилених полімербетоном.

Крім того, як показали проведені дослідження, повністю використати можливості полімербетону при середніх рівнях міцності підсилюваних конструкцій є досить складним завданням. Також можна дійти висновку, що міцність елемента в інтегральному розумінні залежить від співвідношення між несною здатністю за нормальними та похилими перерізами. У випадку їх приблизно однакових значень треба дуже обережно вибирати спосіб підсилення. Надмірне підсилення нормальних перерізів без спеціальних заходів до збільшення міцності контакту може призвести до руйнування похилих перерізів. Тому правильний розрахунок як непідсилених, так і підсилених елементів – запорука визначення ефективного й економічного конструктивного рішення.

### Література

1. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК. – М.: Стройиздат, 1989.
2. Усиление железобетонных конструкций (Пособие П 1-98 к СНиП 2.03.01-84\*). – Минск, 1998. – 190 с.
3. Восстановление и усиление зданий в сейсмических районах. – М.: Наука, 1984. – 144 с.
4. Кричевский С.А. Прочность, деформативность и трещиностойкость торкретсталевібробетонных покрытий железобетонных балок. Диссертация... канд.техн.наук. – К., 1996. – 152 с.
5. Гольшев А.Б. Усиление несущих железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований. – К.: Логос, 2004. – 219 с.