

**ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА**

1. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой // НИИЖБ, ЦНИИПромзданий. – М.: Стройиздат, 1978. – 54 с.
2. Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій: Монографія.-Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004.-320с.
3. Стороженко Л.І., Лепенко О.І. Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці: Монографія. – Полтава: АСМІ, 2008.-312с.
4. Клименко Ф.С., Фабрика Ю.М., Шпиг Р.А. Характер розвитку деформацій в сталезалізобетонних балках, що працюють на згин/Зб. «Дороги і мости», вип.7, в 2-х т., т.1 –К.:ДерждорНДІ, 2007. – с.230-237.
5. Бабич Є.М., Філіпчук С.В. Б12 Розрахунок замкнених залізобетонних рам при малоциклових навантаженнях за наявності тріщин в розтягнутій зоні бетону. Рекомендації. –Рівне: НУВГП, 2009. - 22с.
6. Семко О.В. Про особливості розрахунку статично невизначених сталезалізобетонних рамних конструкцій/ "Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій" вип.6, Львів. Каменярь, 2005. – стр. 267-273
7. Сколибог О.В. Розрахунок міцності і жорсткості нормальних перерізів згинальних елементів із листовим армуванням // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць.. – К.: НДІБК, 2005. Вип. 62 – с.304-307.
8. Шимановский В. Н., Соколов А. А. Расчет вязких конструкций за пределом упругости – К.: Будівельник, 1975. –104 с.

УДК 624.078.7

**ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ НЕРОЗРІЗНИХ БАЛОК З ГНУЧКИМИ АНКЕРАМИ**

д.т.н., проф. Семко О.В., ст. викл. Гасенко А.В., асп. Дарієнко В.В.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Розвиток будівництва в Україні в умовах фінансової кризи особливо гостро стикається із **загальною проблемою** зменшення витрат на будівельні конструкції, що використовуються під час зведення будівель та споруд. Зменшити витрати можна шляхом врахування повної діаграми роботи бетону й сталі та перерозподілу зусиль між матеріалами комбінованих елементів (між сталлю та бетоном у сталезалізобетонних згинальних елементах), таким чином зменшуючи поперечні перерізи елементів. Важливим питанням залишається питання вибору оптимальних розмірів та конструкції елементів поєднання цих двох матеріалів для сумісної роботи.

**Аналізуючи останні дослідження і публікації** у даному напрямку, можна сказати наступне: на даний час напружено-деформований стан згинальних сталезалізобетонних конструкцій вивчено досить глибоко, розроблені методи їх розрахунку і конструювання [4, 5, 6]. Аналіз існуючих методів розрахунку згинальних сталезалізобетонних конструкцій, з'єднувальних засобів (анкерів) в них та методи врахування перерозподілу зусиль у нерозрізних сталезалізобетонних балках викладено в [1]. Діючі нормативні документи щодо проектування статично невизначених згинальних сталезалізобетонних конструкцій [3] рекомендують визначати їх несучу спроможність за допомогою метода граничної рівноваги.

**Невирішеною частиною** залишилось питання визначення оптимального кроку встановлення та конструкції анкерів для забезпечення сумісної роботи бетону та сталі, особливо у місцях дії позитивного згинального моменту у бетоні – розтягнутого бетону. Також діючі нормативні документи не враховують реальні діаграми деформацій вихідних матеріалів, процеси тріщиноутворення в бетоні.

**Метою роботи** є теоретичне визначення несучої здатності нерозрізних сталезалізобетонних балок із різними розмірами металевої розтягнутої частини, бетонної стиснутої частини та класу самого бетону, гнучких анкерів різних розмірів та із різним кроком встановлення.

Як відомо [3], розрахунок міцності нормальних перерізів комбінованих сталезалізобетонних згинальних елементів проводиться в залежності від трьох випадків положення нейтральної вісі по відношенню до сталевго профілю (див. рис. 1):

- випадок 1 – нейтральна вісь не перетинає ні профіль двотаврової сталевго балки, ні верхню залізобетонну полицку, а проходить саме між ними. Тобто бетон у верхній полицці працює повністю на стиск (рис. 1, а);
- випадок 2 – нейтральна вісь перетинає стінку профілю жорсткої арматури (двотавру) (рис. 1, б). Тобто крім бетонної полицки стиснута ще й частина сталевго профілю – двотавру;
- випадок 3 – нейтральна вісь перетинає верхню бетонну полицку (рис. 1, в). Тобто бетонна полицка тільки частково стиснута.

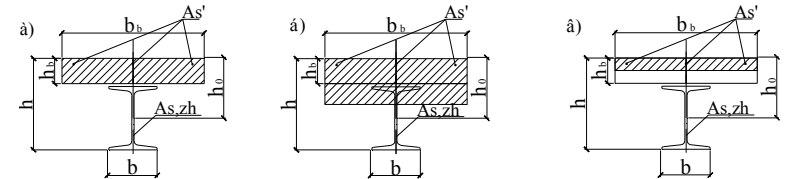


Рис. 1. Випадки розміщення нейтральної вісі для таврового сталезалізобетонного перерізу

Найефективніше комбінована сталезалізобетонна балка буде працювати у тому випадку, коли у перерізі із максимальним значенням згинального моменту верхня залізобетонна полицка буде повністю стиснута, а нижня сталева – повністю розтягнута. Це є перший випадок положення нейтральної вісі. Тому далі у формулах (1)-(5) [3] під значеннями товщини залізобетонної полицки  $h_b$  та висоти стиснутої зони бетону  $x$  прийматиметься одна й та ж величина.

Для першого випадку висота стиснутої зони визначатиметься за формулою:

$$x = \frac{R_{s,zh} \cdot A_{s,zh} - R_s' \cdot A_s'}{2 \cdot R_b \cdot b_b} \quad (1)$$

Тоді максимально допустимий згинальний момент буде обчислюватися за формулою:

$$M = R_b \cdot b_b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_b \cdot b_b \cdot h_b \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_b) + R_s' \cdot A_s' \cdot (h_0 - a') \quad (2)$$

Для другого випадку:

- висота стиснутої зони бетону та частини двотавру:

$$x = \frac{2 \cdot R_{s,zh} \cdot d_s \cdot h_0 - R_s' \cdot A_s'}{2 \cdot (R_b \cdot b_b + R_{s,zh} \cdot d_s)} \quad (3)$$

- максимально допустимий згинальний момент:

$$M = R_b \cdot b_b \cdot h_b \cdot (x - 0,5 \cdot h_b) + R_b \cdot b_b \cdot h_b \cdot 0,5 \cdot x^2 + R_s' \cdot A_s' \cdot (x - a') + R_{s,zh} \cdot [W_{pl} + (h_0 - x)^2 \cdot d_s] \quad (4)$$

Для третього випадку максимально допустимий згинальний момент:

$$M = R_b \cdot b_b \cdot h_b \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_b) + R_b \cdot b_b \cdot h_b \cdot 0,5 \cdot h_0^2 + R_s' \cdot A_s' \cdot (h_0 - a') + R_{s,zh} \cdot h_s \cdot (A_s + 0,5 \cdot d_s \cdot h_s) \quad (5)$$

У формулах (1)-(5) введені наступні позначення:

$R_{s,zh}$ ,  $R_s'$ ,  $R_b$  – тимчасові опори на розтяг для жорсткої арматури (двотавру) і арматури та тимчасовий опір на стик бетону відповідно;

$A_{s,zh}$ ,  $A_s'$  – площа поперечного перерізу жорсткої арматури (двотавру) і арматури відповідно;

$b_b$ ,  $h_b$  – ширина та висота (товщина) залізобетонної верхньої полицки;

$d_s$ ,  $h_s$  – товщина стінки та висота профілю жорсткої арматури (двотавру);

$h_0$  – відстань від верхнього зрізу перерізу до середини жорсткої арматури (двотавру);

$a'$  – захисний шар конструктивної арматури, що знаходиться у верхній частині залізобетонної полицки.

Як було зазначено, для першого випадку нейтральна вісь проходить безпосередньо між залізобетонною полицкою та сталевим двотавром, тобто верхня залізобетонна полицка і двотавр сприймають однакові по модулю, але протилежні за значенням зусилля: бетон – стискаючі, а сталь – розтягуючі. Саме для цього випадку були нараховані значення максимально допустимого згинального моменту для комбінованих сталезалізобетонних перерізів, виконаних із двотаврів №10-№40 із бетоном верхньої полицки класу В10-В30. Товщина та ширина бетонної полицки визначалася із умови рівномірності бетону та сталі, причому виконувалась умова  $b_b = 12 \times h_b$ . Арматура верхнього поясу приймалася конструктивно діаметром 4 мм із кроком встановлення 100 мм. Отримані дані наведені на рисунках 2 та 3.

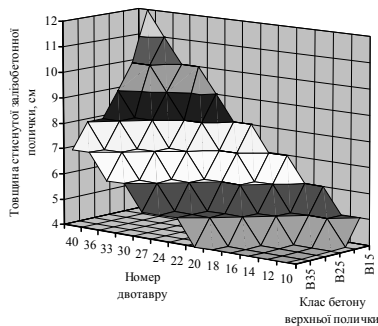


Рис. 2. Зміна товщини стиснутої залізобетонної полицки в залежності від класу бетону та номеру двотавру

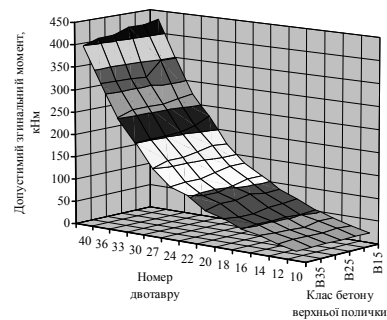


Рис. 3. Зміна допустимого згинального моменту в залежності від класу бетону та номеру двотавру

Як видно з рис. 2, при зміні класу бетону від В15 до В40, необхідна товщина верхньої полицки (при постійній її ширині) за рахунок збільшення тимчасового опору на стиск бетону зменшується на 20% для балок із використанням двотавру №10 і на 42% для балки із двотавру №40. А судячи із графіку, показаному на рис. 3, максимально допустимий згинальний момент для балок із використанням двотавру №10 зменшується на 3,3%, а для балок із двотавру №40 – на 6,3% при збільшенні класу бетону за рахунок зменшення необхідної товщини бетону для забезпечення рівномірності двох основних складових балки.

При порівнянні несучої здатності визначеної цим методом із експериментально отриманими даними при випробуванні сталезалізобетонних балок [2], виготовлених із двотавру №12 з бетонною полицкою товщиною 6 см класу В15, розбіжність складає 3,7% (див. табл. 1). Це свідчить по-перше, про точність даної методики розрахунку несучої здатності та достовірність отриманих експериментально даних, по-друге, про оптимальність вибраних розмірів експериментальних зразків під час проведення досліджень.

Таблиця 1

**Порівняння несучої здатності сталезалізобетонних балок, отриманої експериментальним та теоретичним шляхами**

№	Шифр зразка	Конструкція балки	Максимальний згинальний момент M, кНм		ΔM, %		
			експер.	теор.			
1	Двопролітні балки	B1	Двотавр №12, залізобетонна полицка товщиною 6 см із бетону класу В15	28,3	-	4,4	
2				B2	29,2	-	1,4
3				B3	26,8	-	9,4
4	Однопролітна балка B4	Теоретично отримане значення		29,7	-	-0,3	
5				-	29,6	-	
				ΔM <sub>сер</sub> =		3,7%	

Визначальними параметрами впливу на поведінку болтових анкерів під навантаженням у бетонній плиті є клас і модуль пружності бетону, діаметр анкерів, межа міцності анкерної сталі при розтягу, розміри зварного виступу на базі анкера, висота і положення анкерів при бетонуванні. Несуча здатність при відмові бетону визначається по суті через діаметр стержня анкера, а також через нормативний опір на стиск і модуль пружності бетону. При вищій якості бетону, несуча здатність більше залежить від площі поперечного перерізу стержня анкера і від тимчасового опору сталі на розрив.

Розрахунок міцності поздовжнього анкерування зводиться до підбору типу анкерів і визначення їх кількості залежно від розрахункового зусилля, що сприймається одним анкером. Зусилля, котре припадає на один гнучкий анкер у вигляді круглого стержня, можна також визначати за [4] в залежності від співвідношення довжини анкера  $h$  і його діаметра  $d$ , виходячи з умови роботи анкера на згин зі змінанням бетону за формулами:

$$T_1 = 2,4 \cdot h \cdot d \cdot \sqrt{R_b} \quad \text{при } 2,5 < h/d \leq 4,2; \quad (6.1)$$

$$T_1 = 10 \cdot d^2 \cdot \sqrt{R_b} \quad \text{при } h/d > 4,2, \quad (6.2)$$

де  $R_b$  – розрахунковий опір бетону полицки на стиск.

Для стержнів із маловуглецевої сталі повинна виконуватись умова:

$$T_1 \leq 0,63d^2 R_s, \quad (7)$$

де  $R_s$  – розрахунковий опір сталі анкера зсуву.

По наведеним формулам (6.1)-(7) була визначена необхідна кількість анкерів для сталезалізобетонних балок, виконаних із двотаврів №10-40 із класом бетонної полицки В15-В40. Несуча здатність таких балок розглядалася вище. Отримані результати по необхідній кількості анкерів для утримання поздовжньої зсуваючої сили наведені на рисунку 4. Висота та діаметр анкерних засобів визначався в залежності від висоти стиснутої верхньої залізобетонної полицки.

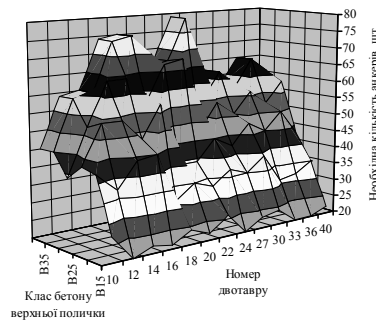


Рис. 4. Зміна необхідної кількості анкерів в залежності від класу бетону та номеру двотавру

**Висновки:** У викладеному в статті матеріалі досліджено теоретичним методом граничної рівноваги несучу здатність сталезалізобетонних нерозрізних балок. Отримані за розрахунками дані порівняні з експериментально отриманими під час випробувань значеннями. Середнє значення відхилення близько 4%. Також у матеріалах статті виконано підбір необхідної кількості гнучких анкерів для сприйняття поздовжньої сили у балці та побудована номограма для швидкого підбору кількості анкерів в залежності від класу бетону та номеру двотавру сталезалізобетонної балки.

#### ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

- Семко О.В. Аналіз існуючих методів розрахунку гнучких анкерів для з'єднання сталезалізобетонних конструкцій / О.В. Семко, В.В. Дарієнко // 36. наук. пр. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Вип. № 18. Полтава: ПолтНТУ, 2006. – С. 155-161.
- Семко О.В. Експериментальні дослідження однопролітних сталезалізобетонних балок із гнучкими анкерами системи "NELSON" / О.В. Семко, С.А. Гудзь, В.В. Дарієнко // 36. наук. пр. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Вип. №20. Полтава, 2007. – С. 89-94.

- СНиП 2.05.03-84 "Мосты и трубы" / Госстрой СССР. – М: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 200 с.
- Стороженко Л.И. Сталежелезобетонные конструкции / Л.И. Стороженко, А.В. Семко, В.И. Ефименко. – К. : Четверта хвиля, 1997. – 158 с.
- Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты / Н.Н. Стрелецкий. – М: Транспорт, 1965. – 375 с.
- Шагин А.Л. Оценка несущей способности двухпролетных сталежелезобетонных локально предварительно напряженных балок / А.Л. Шагин, М.Ю. Избаш, Р.Н. Шемет // Научный вестник строительства. – Вип. 38. – Харків: ХДТУБА ХОТВ АБУ, 2006. – С. 81-89.

#### УДК 624.27.012

#### РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАКЛАДНИХ ДЕТАЛЕЙ ВУЗЛІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ

д.т.н., проф. Семко О.В., асист. Малюшицький О.В.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

**Постановка проблеми.** Останнім часом, на ряду із залізобетонними каркасами отримали поширення в будівництві сталезалізобетонні каркаси. Вони являють собою ригелі із листовим армуванням та стійки – трубобетонні або звичайні колони. З'єднання цих ригелів та колон здійснюється також, як і у випадку залізобетонного каркасу, за допомогою закладних деталей. Саме ці вузлові з'єднання у сталезалізобетонних конструкціях найбільш уразливі та недостатньо проаналізовані.

Тому єдино правильний шлях – це розробка оптимальних конструкцій, що забезпечують надійне анкерування закладних деталей у бетоні та які дозволять досить точно оцінювати деформативність вузлових з'єднань. Конструкції вузлів і характер їхньої роботи залежать від типу споруд і елементів, що з'єднуються [3].

**Аналіз останніх досліджень і виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми.** При дослідженні літературних джерел було виявлено, що через малу вагу закладних деталей вони проектуються зі значними запасами, що призводить до перевитрати матеріалу. Також варто відмітити, що не достатньо описані особливості дійсної роботи закладних деталей.

**Формулювання цілей статті.** Мета роботи – аналіз результатів експериментальних досліджень закладних деталей вузлів сталезалізобетонних рам.

**Виклад основного матеріалу.** Для дослідження роботи закладних деталей сталезалізобетонних рам були запроєктовані та виготовлені дослідні зразки, які являють собою фрагменти залізобетонних колон висотою 600 мм, та розміром у плані 200×300 мм із закладними деталями. Закладні деталі були запроєктовані чотирьох серій (рис. 1).