

УДК 624.015.5

**РОЗРАХУНОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ІЗ ЗОВНІШНІМ  
ЛИСТОВИМ АРМУВАННЯМ З ВИКОРИСТАННЯМ ПОВНОЇ  
ДІАГРАМИ ДЕФОРМУВАННЯ БЕТОНУ**

**РАСЧЕТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ВНЕШНИМ  
ЛИСТОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПОЛНОЙ  
ДИАГРАММЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА**

**ESTIMATION OF COMPOSITE IRON-STEEL BEAMS WITH  
EXTERNAL SHEET REINFORCEMENT USING FULL STRESS-STRAIN  
DIAGRAM OF CONCRETE**

**Кириченко В.А. к.т.н., доц., Крупченко О.А. к.т.н., доц., Третяк Я.В.  
студентка (Полтавський національний технічний університет імені Юрія  
Кондратюка, м. Полтава)**

**Кириченко В.А. к.т.н., доц., Крупченко А.А., к.т.н., доц., Третяк Я.В.  
студентка (Полтавский национальный технический университет имени  
Юрия Кондратюка, г. Полтава)**

**Kyrychenko V.A. candidate of technical sciences, assistant professor,  
Krupchenko A.A. candidate of technical sciences, assistant professor,  
Tretyak J.V. student (Poltava National Technical University named in honour of  
Yuri Kondratyuk, Poltava)**

**В статті наведені відомості про методику розрахунку міцності  
нормальних перерізів сталезалізобетонних балок, котра ґрунтується на  
повних діаграмах деформування бетону. Проведено порівняльний аналіз  
експериментальних, відомих теоретичних результатів та результатів за  
запропонованою методикою.**

**В статье приведены сведения о методике расчета прочности нормальных  
сечений сталезалезобетонных балок, которая основана на полных  
диаграммах деформирования бетона. Проведен сравнительный анализ  
экспериментальных, известных теоретических результатов и  
результатов по предложенной методике.**

**The article explores the technique of estimation of the strength of composite  
iron-steel beams in normal section using the full stress-strain diagram of  
concrete. The comparative analysis of experimental and known theoretical  
results and the results using technique has been performed.**

**Ключові слова:**

сталезалізобетон, балки, конструкції, міцність, жорсткість.  
сталезалізобетон, балки, конструкции, прочность, жесткость.  
composite iron-steel, beams, structures, strength, rigidity.

**Вступ.** При розрахунках залізобетонних конструкцій часто використовуються емпіричні залежності, що приводить до отримання результатів, які не завжди достатньо точно відображають дійсну роботу цих конструкцій та їх елементів в реальних умовах. Одним із шляхів усунення існуючої проблеми є розроблення і використання методик розрахунку, які б враховували весь спектр як фізико-механічних властивостей бетону та арматури, так і їх вплив один на одного в складі залізобетонного елемента як композитного матеріалу.

**Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими чи практичними завданнями.** Останнім часом поряд з існуючими методиками розрахунку залізобетонних конструкцій широкого розповсюдження набувають методики, котрі ґрунтуються на повних діаграмах деформування матеріалів з урахуванням характеру і тривалості дії навантаження [1,2]. Такий підхід дозволяє більш точно описувати не тільки граничний стан елемента, а й отримувати залежність розвитку деформацій зі збільшенням навантаження. Використання цих методик дозволяє об'єктивніше враховувати фізичні особливості роботи матеріалів, а також точніше оцінювати напружено-деформований стан та міцність залізобетонних елементів. Основи такої моделі широко застосовуються в закордонній практиці, включені в міжнародні нормативні документи, впроваджуються в державні норми проектування залізобетонних і бетонних конструкцій.

**Огляд останніх досліджень і публікацій** показує, що методики, в основу яких покладена деформаційна модель, також можна використовувати для розрахунку сталезалізобетонних конструкцій, зокрема для сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом та сталі залізобетонних балок із зовнішнім листовим армуванням (рис. 1) [3 – 7]. При застосуванні деформаційної моделі суттєвими є значення граничних фібрових деформацій бетону  $e_{cu}$ , які різними дослідниками визначаються по різному і коливаються в широкому діапазоні, що значно впливає на кінцеві результати розрахунків. За методикою наведеною в [1] (далі методика I), східна гілка діаграми деформування бетону обмежується величиною  $h_u$  – рівнем відносних фібрових деформацій бетону, що обчислюється аналітично. За методикою наведеною в [2] (далі методика II), значення граничних фібрових деформацій бетону  $e_{cu}$  визначається в процесі ітераційного пошуку, який проводиться до досягнення функцією згинальних

моментів максимуму.

**Формулювання цілей статті.** В даній статті поставлено за мету розробити методику розрахунку сталезалізобетонних балок із зовнішнім листовим армуванням (рис. 1 б), котра ґрунтувалася б на реальних діаграмах деформування матеріалів, що входять до складу поперечного перерізу, провести порівняльний аналіз отриманих результатів розрахунку із даними отриманими за іншими методиками (I, II) та даними експерименту.

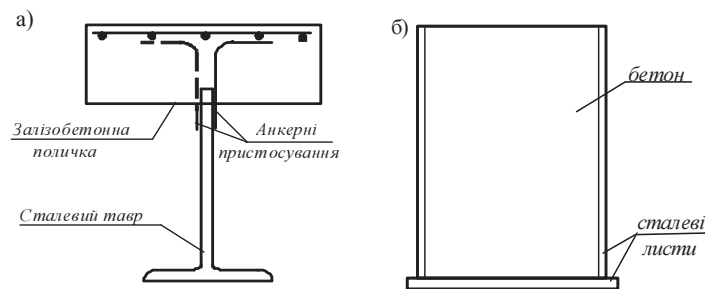


Рис. 1. Поперечні перерізи сталезалізобетонних балок:  
а) – двотаврові із залізобетонним верхнім поясом; б) – із зовнішнім листовим армуванням

**Виклад основного матеріалу.** У розробленій методиці розрахунку міцності сталезалізобетонних балок із зовнішнім листовим армуванням використано діаграму стану бетону на стиск  $\sigma_c - \varepsilon_c$  в такому вигляді

$$\frac{\sigma_n}{f_{cd}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (1)$$

де  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,cd}$ , – рівень деформації крайньої фібри;  $k = \frac{E_c \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}}$  – коефіцієнт пружно-пластичних властивостей бетону;  $\varepsilon_{c1,cd} = 0,0007 f_{cd}^{0,31}$  – деформації у вершині діаграми.

Для балок серії Б-Ш-1[7] поперечного перерізу, зображеного на рис. 1 б, до складу, яких входить бетон, у якого  $f_{cd} = 11,75$  МПа та  $E_{cd} = 16500$  МПа,  $k$  становить 2,11.

При визначенні напружень в сталевих листах приймається діаграма Прандтля (рис. 2), тобто до настання деформацій, що відповідають границі текучості  $R_y$ , напруження дорівнюють  $\sigma_r = E_r \varepsilon_r$ , в разі переходу через межу текучості  $\sigma_r = R_y$ .

Для визначення висоти стиснутої зони  $X$  необхідно визначити внутрішні зусилля, які виникають в перерізі, для цього він розбивається на три складові:

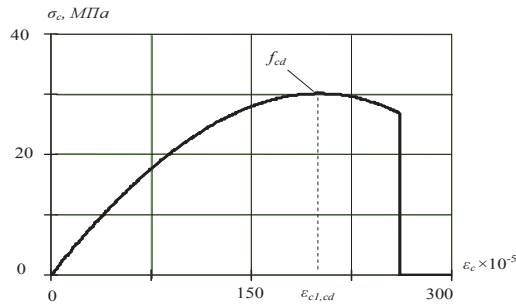


Рис. 2. Повна діаграма залежності  $\sigma_c$ - $\epsilon_c$  стиснутого бетону

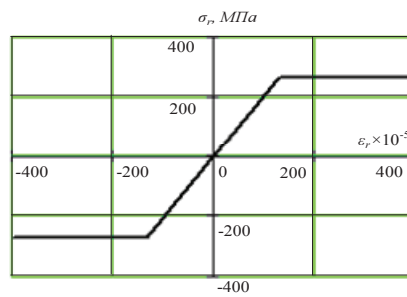


Рис. 3. Діаграма залежності  $\sigma_r$ - $\epsilon_r$  сталевго елемента

стиснутий бетон 1, горизонтальний сталевий лист 2 та два сталеві вертикальні листи 3 (рис. 4).

Внутрішнє зусилля – це інтеграл по площі від функції напружень, тоді:

$$N_c(\rho) = -b_c \int_0^X \sigma_c \left(x \cdot \frac{1}{\rho}\right) dx; \quad (2)$$

$$N_f(\rho) = -b_f \int_{-h+X}^{-h_w+X} \sigma_r \left(x \cdot \frac{1}{\rho}\right) dx; \quad (3)$$

$$N_w(\rho) = -2t_w \int_{-h_w+X}^X \sigma_r \left(x \cdot \frac{1}{\rho}\right) dx, \quad (4)$$

де,  $N_c, N_f, N_w$  – рівнодіючі, що виникають у стиснутому бетоні, горизонтальному та вертикальних сталевих листах;

$\sigma_c, \sigma_r$  – напруження, що виникають в бетоні та сталевих листах;

$x \cdot \frac{1}{\rho} = \epsilon$  – поздовжня відносна деформація на рівні координати  $x$  згідно з

гіпотезою плоских перерізів.

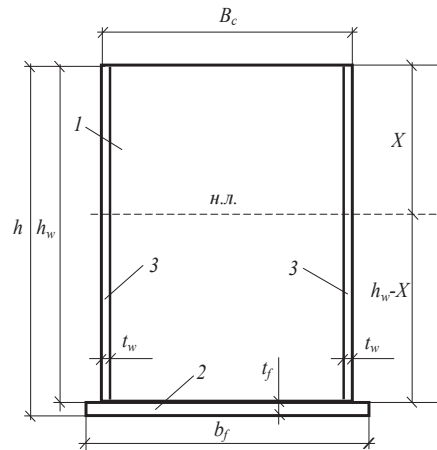


Рис. 4. Поперечний переріз та межі інтегрування його складових

Поперечний переріз будь-якої конструкції повинен знаходитись у рівновазі, тобто повинна виконуватись умова  $\sum N_i = 0$ , тоді:

$$N(\rho) = N_c(\rho) + N_f(\rho) + N_w(\rho) = 0. \quad (5)$$

Саме використовуючи умову (5), визначається висота стиснутої зони  $X$  (рис. 5), але оскільки рівнодіюча  $N$  є функцією від кривизни  $1/\rho$ , необхідно знати, при якому її значенні буде виникати максимальний згинальний момент. Для цього визначаються моменти, які здатна сприймати кожна із складових поперечного перерізу (рис. 4) відносно нейтральної лінії:

$$M_c(\rho) = B_f \int_0^X \sigma_c(x \cdot \frac{1}{\rho}) \cdot x dx; \quad (6)$$

$$M_f(\rho) = b_f \int_{-h+X}^{-h_w+X} \sigma_r(x \cdot \frac{1}{\rho}) \cdot x dx; \quad (7)$$

$$M_w(\rho) = 2t_w \int_{-h_w+X}^X \sigma_r(x \cdot \frac{1}{\rho}) \cdot x dx. \quad (8)$$

Згинальний момент, який здатний сприйняти поперечний переріз при фіксованому  $\rho$  дорівнює:

$$M(\rho) = M_c(\rho) + M_f(\rho) + M_w(\rho). \quad (9)$$

Для визначення максимального згинального моменту будується графік зміни моменту в залежності від кривизни (рис. 6).

З приведеного графіка видно, що максимальному моменту  $M_{max}=47,1 \text{ кНм}$  відповідає значення  $1/\rho=0,0003 \text{ мм}^{-1}$ , при цій кривизні висота стиснутої зони становить  $X=8,2 \text{ см}$ . При подальшому збільшенні кривизни бетон виключається з роботи, внаслідок чого різко зменшується величина  $M$  і збільшується  $X$ . Перший перегин на обох графіках відповідає межі текучості сталевोї нижньої полицки.

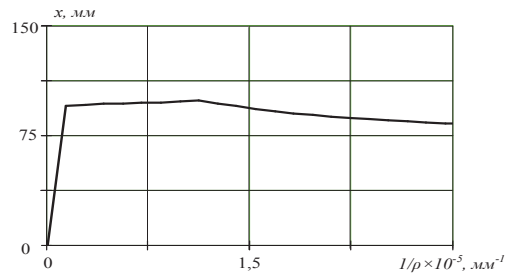


Рис. 5. Залежність висоти стиснутої зони від кривизни балки

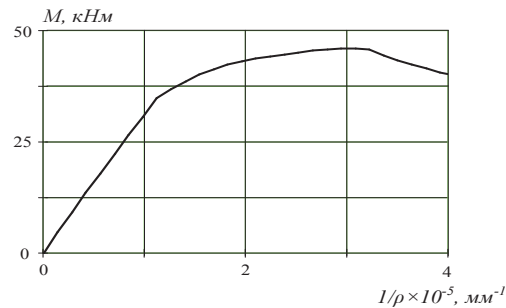


Рис. 6. Залежність згинального моменту від кривизни балки

За наведеною методикою були розраховані сталезалізобетонні балки [6] серій Б-III-1 ( $f_{cd} = 11,75 \text{ МПа}$ ,  $E_{cd} = 16500 \text{ МПа}$ ), Б-III-2 ( $f_{cd} = 30,01 \text{ МПа}$ ,  $E_{cd} = 27800 \text{ МПа}$ ), Б-III-3 ( $f_{cd} = 36,02 \text{ МПа}$ ,  $E_{cd} = 47700 \text{ МПа}$ ), дані наведені в таблиці 1.

**Висновки з даного дослідження.** Результати розрахунків дозволяють вважати, що запропонована методика за деформаційною моделлю з достатньою точністю відображає реальні дані щодо несучої здатності і може

бути рекомендованою для розрахунку сталезалізобетонних балок із зовнішнім листовим армуванням.

Таблиця 1

Несуча здатність досліджуваних сталезалізобетонних балок

Дослідні зразки	Згинальний момент, кНм			
	$M_{екс}$	$M_{теор}$ , за методикою I	$M_{теор}$ , за методикою II	$M_{теор}$ , за наведеною методикою
Б-III-1	32,71	30,8	30,0	30,5
Б-III-2	45,8	46,8	47,2	47,1
Б-III-3	50,04	54,87	56,1	55,9

**Висновок.** Аналіз результатів проведених розрахунків за наведеною методикою підтвердив можливість її використання для розрахунку сталезалізобетонних конструкцій і зокрема для балок із зовнішнім листовим армуванням, оскільки досить точно описує напружено деформований стан таких елементів, та дає достатньо задовільну збіжність теоретичних розрахунків з експериментом.

1. Павліков, А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: [монографія] / А.М. Павліков. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – 259 с. 2. Роговой, С.И. Нелинейное деформирование в теории железобетона и расчет прочности нормальных сечений / С.И. Роговой. – Полтава, 2002. – 183 с. 3. Стороженко Л.І. Розрахунок згинальних сталезалізобетонних двотаврових елементів із залізобетонним верхнім поясом / Л.І. Стороженко, В.А. Кириченко, О.А. Крупченко // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: зб. наук. пр. – К.: НДІБК, 2008. – Вип. 70. – С. 43 – 51. 4. Крупченко, О.А. Напружено-деформований стан та міцність сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / О.А. Крупченко. – Полтава: ПолтНТУ, 2008. – 197 с. 5. Сколибог О.В. Розрахунок згинальних сталезалізобетонних елементів деформаційним методом. / О.В. Сколибог // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ. – 2005. – Вип. 16. – С. 153 – 159. 6. Сколибог О.В. Сталезалізобетонні балки із зовнішнім листовим армуванням: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / О.В. Сколибог. – Полтава: ПолтНТУ, 2006. – 193 с. 7. Крупченко О.А. Розрахунок міцності нормальних перерізів сталезалізобетонних балок із зовнішнім листовим армуванням у закритичній стадії роботи бетону / О.А. Крупченко // Вісник СНАУ. Серія: Будівництво. – Суми, 2014. – Вип. 10 (18). – С. 96 – 100.