

РОЗРАХУНОК ПІДСИЛЕНИХ ТАВРОВИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗА РІЗНИМИ МЕТОДИКАМИ

Барашиков А.Я.

Валовой М.О.

Київський національний університет будівництва і архітектури

Потреба у практичних розрахунках залізобетонних конструкцій стала актуальною ще наприкінці минулого століття. Метод розрахунку за допустимими напруженнями, який використовують і тепер, має певні недоліки. Збільшувані обсяги залізобетонного будівництва потребують проведення подальших досліджень, пов'язаних із впровадженням у практику нових видів конструкцій, розширенням гами застосовуваних матеріалів, поглибленням теорії і вдосконаленням методів розрахунку.

На сьогоднішній день ведеться розробка національних норм з проектування залізобетонних конструкцій. Метою такої розробки є створення нормативного документу на проектування будівельної продукції, що відповідає умовам міцності, надійності і довговічності.

Метою проведених досліджень було порівняння експериментальних результатів випробування залізобетонних елементів з розрахунковими, де порівнювали розрахунок за чинними і європейськими нормами та за деформаційним методом.

Починаючи з 60-х років минулого сторіччя на території колишнього СРСР, а нині країн СНД, включаючи і Україну, була прийнята методика розрахунку за СНиП [1], яка з деякими змінами існує і до цього часу [2,3,4].

Згідно з цією методикою міцність нормальних перерізів (рис. 1) визначається за умовами рівноваги зусиль з урахування міцнісних характеристик бетону і арматури.

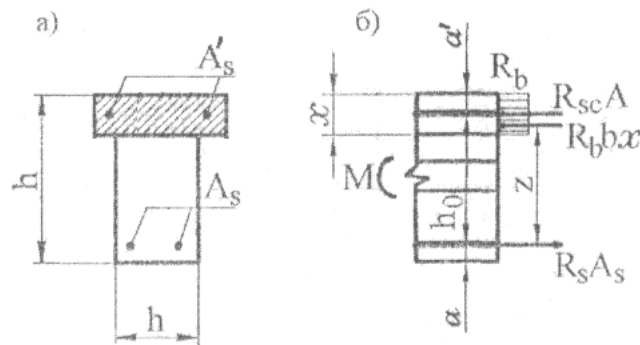


Рис.1. Схема зусиль (а) і епюра напружень(б) у перерізі, нормальному до поздовжньої осі згинального елемента, при розрахунку міцності

У випадку, коли $\zeta \leq \zeta_R$ розрахунок виконують із умови

$$M \leq M_L = R_b b' x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a').$$

Висоту стиснутої зони x визначають з рівняння

$$R_s A_s - R_{sN} A'_s = R_b b x, \quad (2)$$

звідки

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b x}$$

Так звана гранична висота стиснутої зони ζ_R емпірично залежить від міцнісних характеристик бетону і арматури. Як видно з наведених формул, методика СНиП відрізняється простотою, але має багато емпіричних параметрів, часто не пов'язаних з фізичними смислом. На сьогодні, зважаючи на широку комп'ютеризацію розрахунків, переваги простоти втрачають сенс.

У зв'язку із зазначеним, у останні роки світова практика переходить на деформаційні методи розрахунку, які використовують більш фізично обгрунтовані гіпотези і припущення [5, 6, 7].

Деформаційна методика використовує метод розрахунку за граничними станами, але з дещо зміненими гіпотезами:

- за розрахунковий приймають переріз, деформації якого дорівнюють середнім деформаціям по довжині блоку між тріщинами, якщо вони утворюються;
- вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті перерізу (гіпотеза плоских перерізів);
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймають за будь-якою перевіреною криволінійною залежністю з додільною гілкою [6,7], а у практичних розрахунках використовують білінійні діаграми (рис. 2,а) [5];
- зв'язок між напруженнями та деформаціями арматури приймають у вигляді діаграм, наведених на рис. 2.б, в.

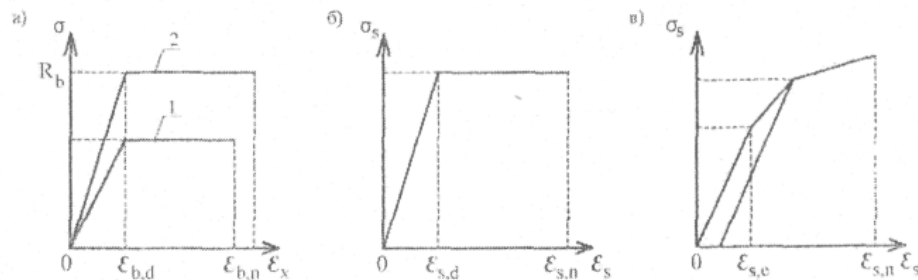


Рис. 2. Спрощені діаграми стану бетону (а) для розрахунку за граничними станами першої (1) та другої (2) груп та діаграми стану арматури з фізичною (б) та умовною (в) межею текучості

У випадку використання спрощених діаграм розподілення зусиль і деформацій має вигляд наведений на рис. 3.

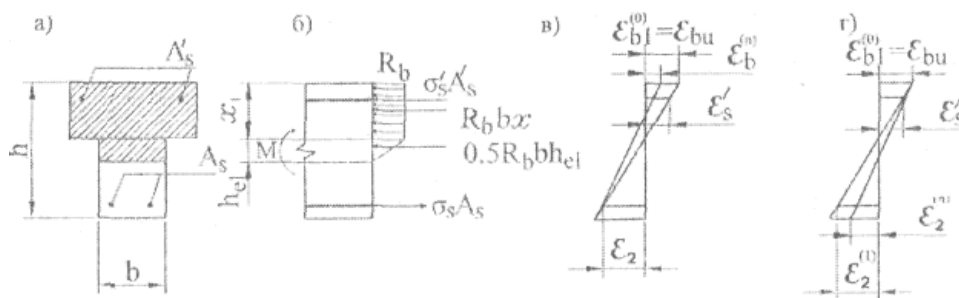


Рис.3. Переріз (а), схема розподілення напружень (б) у бетоні та деформацій при першому (в) та другому (г) розрахункових випадках

При використанні спрощених діаграм стану бетону і арматури основною дією у процесі визначення міцності перерізу залізобетонного елемента є перевірка отриманого (1) рівняння рівноваги

$$\frac{R_b b}{2\chi} [2(\varepsilon_{b1} - \varepsilon_{b2}) + \varepsilon_{bel}] + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s = 0, \quad (1)$$

де

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{b1} + \varepsilon_s}{h}; \quad \varepsilon_{bel} = \frac{R_b}{E_b}. \quad (2)$$

Уся процедура розрахунку визначена методом ітерацій і виконується в наведеній далі послідовності.

На першому кроці (нульове наближення) перевіряють рівняння (1) при заданих величинах деформацій: $\varepsilon_{b1}^{(0)} = \varepsilon_{bu}$; $\varepsilon_s^{(0)} = \varepsilon_{su}$.

За результатом обчислень можуть бути реалізовано два випадки:

перший – отриманий роз’язок рівняння є більшим за нуль, що свідчить про недостатність армування перерізу;

другий – отриманий роз’язок рівняння є меншим за нуль, що свідчить про переармування перерізу.

Роз’язок рівняння (1) є від’ємним (другий випадок), а це свідчить про те, що розрахункові зусилля в розтягнутій зоні при граничних значеннях деформацій арматури перевищують зусилля в стиснутій зоні бетону. У цьому випадку для встановлення рівноваги необхідно зменшувати деформації арматури розтягнутої зони. Для цього використовують такі операції:

а) визначають нову величину деформацій,

$$\varepsilon_{s1}^{(1)} = \varepsilon_{s1}^{(0)} - \Delta\varepsilon_{s1}^{(1)}, \quad (3)$$

де на першому кроці рекомендується брати

$$\Delta\varepsilon_{s1}^{(1)} = 0,1\varepsilon_{s1}^{(0)}; \quad (4)$$

б) перевіряють рівняння рівноваги (1) і, якщо ліва частина залишається додатною, деформацію $\varepsilon_{s1}^{(2)}$ на другому кроці необхідно ще раз зменшити на величину

$$\varepsilon_{s1}^{(2)} = \Delta\varepsilon_{s1}^{(1)} = 0,1\varepsilon_{s1}^{(0)}, \quad (5)$$

тобто прийняти

$$\varepsilon_{s1}^{(2)} = \varepsilon_{s1}^{(1)} - \Delta\varepsilon_{s1}^{(2)} = \varepsilon_{s1}^{(1)} - 2\Delta\varepsilon_{s1}^{(1)}; \quad (6)$$

в) покрокове зменшення деформацій виконують допоки ліва частина рівняння (1) не змінить знак.

Процедура ітерації, яка у подальшому здійснюється, детально викладена у роботах [5,8,9,10].

Після того, як з достатньою точністю задовільнено умову (б), визначають згинальний момент.

Для перерізу, наведеному на рис.3, граничний згинальний момент отримують за формулою

$$M_u = \frac{R_b b}{6\chi^2} (3\varepsilon_{b1}^2 - \varepsilon_{b,el}^2) + \sigma'_s A'_s z'_s - \sigma_s A_s z_s, \quad (7)$$

Таким чином, у зазначеній методиці безпосередньо використані деформаційні властивості бетону і арматури, які, як гадають, є більш об'єктивними параметрами, ніж міцність і можуть бути виміряні безпосередньо у процесі роботи конструкції.

Третім варіантом для співставлення розглянуто методику розрахунку Єврокоду 2: EN 1992-1-1: 2004 (E) [6].

Значення величини x обчислюють з епюри деформацій (рис.4,в)

$$x = \frac{\varepsilon_s h_0}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_s},$$

$$x_1 = 0,8 \cdot x.$$

Фактична методика Єврокоду 2 використовує рівняння рівноваги (1), яке у прийнятих позначеннях виглядає так

$$M \leq M_u = R_b b x_1 (h_0 - 0,5x_1) + \sigma'_s A'_s (h_0 - a). \quad (8)$$

У той же час висоту стиснутої зони x визначають з урахуванням деформацій бетону і арматури, вважаючи чинною гіпотезу плоских перерізів (рис.4).

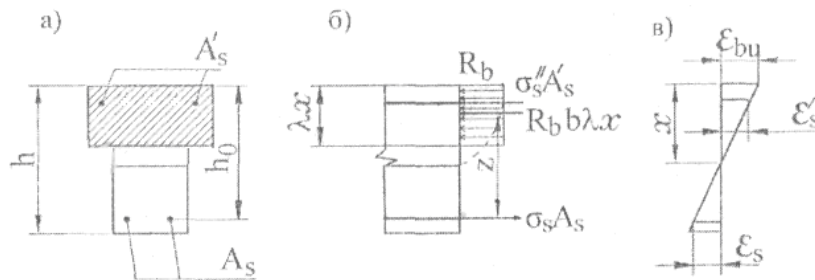


Рис. 4. Переріз (а), схема розподілення напружень (б) та деформацій (в) згідно з Єврокодом 2

Відповідно до рис.4 фактичну висоту стиснутої зони бетону x визначають гіпотезою плоских перерізів (рис.4,в). Зважаючи на криволінійний характер розподілення напружень (рис.4,б), для спрощення розрахунків, з умов рівновеликості площ напружень, за розрахункову висоту стиснутої зони приймають величину $x_1 = \lambda x$, де коефіцієнт $\lambda = 0,8$ при $R_{bn} < 50$ МПа.

Величини граничних деформацій бетону ε_{bu} і арматури ε_{su} приймають за спеціальними рекомендаціями, наведеними у Єврокод 2 [6] або встановленими національними нормами [7].

З метою співставлення ефективності зазначених вище методик розрахунків їх результати було порівняно з даними експериментальних досліджень.

Для експериментальних досліджень було виготовлено залізобетонні балки довжиною 2070 мм із поперечним перерізом – 220x120 мм у кількості 2 шт. Бетон було підготовлено на відходах збагачення залізних руд.

Балки були попередньо навантажені зусиллям, яке становило 0,7 від руйнівного, після чого балки були розвантажені та підсилені нарощуванням у стиснутій зоні шаром бетону на відходах збагачення залізних руд, розмір полиці підсилення 210x45 мм (рис. 1). З'єднання "старого" та "нового" бетону виконували за допомогою клею Cerinol ZH фірми Dietermann.

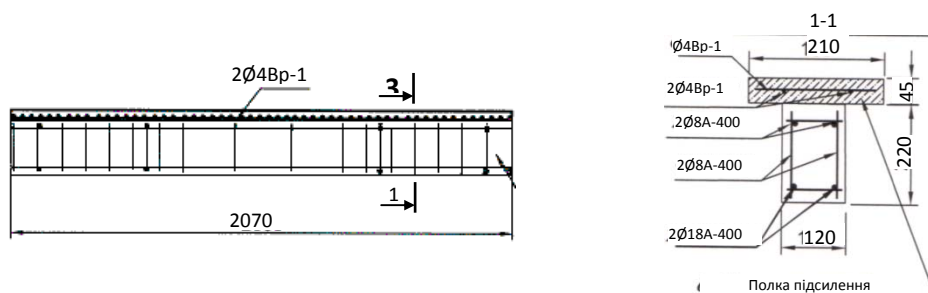


Рис.5. Схема армування підсиленних балок нарощуванням у стиснутій зоні

Вихідні (початкові) дані, а також результати розрахунків і порівняння з дослідами наведені у табл. 1.

Наведений вище зміст методики розрахунку міцності нормальних перерізів за СНиП не викликає необхідності у коментарях, оскільки вихідні дані для цього містять відповідні документи [1,2,3]. Ця методика опробувана десятиріччями існування будівельних норм і з успіхом використовується на практиці і по теперішній час.

Розрахунки за деформаційною моделлю тільки почали розвиватися і ще не набули статусу нормативних документів. Тому вони можуть мати різне трактування і у нашому випадку потребують деяких пояснень і коментарів.

Зважаючи на відсутність нормованих величин деформацій, які становлять основу деформаційного розрахунку, автори статті використовують як базові – експериментальні значення, які отримано при випробуваннях зразків призм, арматурних стержнів і залізобетонних балок.

Розрахунки за деформаційною моделлю починали з перевіряння умови (б). При нульовому наближенні отримали ліву частину рівняння (б) більшу за нуль, тобто необхідно методом ітерацій зменшувати деформації [9].

Результати експериментальних досліджень та усіх методів розрахунків наведено у табл. 1.

Таблиця 1 – Порівняння експериментальних і розрахункових результатів міцності балок

Найменування величини	Експериментальні значення	За чинними нормами	За деформаційним методом	За європейськими нормами
x , мм	48	63	47	48,5
M_u , кН*м	45	41,9	42,59	42,06
F_u , кН	75	69,8	70,98	70,15

Висновки

Зіставлення експериментальних і розрахункових даних міцності підсилених залізобетонних елементів, одержаних в результаті обчислень за чинними і європейськими нормами, та деформаційною моделлю, показує, що усі використані методи працюють задовільно і показують досить стабільні результати.

Деформаційний метод використовує більш інтенсивні пластичні деформації, які існують у реальних залізобетонних конструкціях. Тому отримані деформації у результаті розрахунку становлять величину міцності ближчі до експериментальних.

Література

1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. М.: ЦИТП, 1986-79 с.
2. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Общие положения. М.: Госстрой Р.Ф. 2004-24 с.
3. СНиП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М: Госстрой России, 2003-125 с.
4. Климов Ю.А. Сучасні методи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами другої групи. – К.: КНУБА, 2001-46 с.
5. Бамбура А.Н., Барашиков А.Я. Расчет изгибаемых и внецентренно сжатых элементов на основе упрощенных диаграмм деформирования// Бетон и железобетон – пути развития. – М.: НИИЖБ, 2005. – Т.2. – С. 312-318.
6. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and Rules for Buildings, final Draft. December, 2004.
7. ДБНВ. 26...200... Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Проект. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008-90с.
8. Барашиков А.Я., Задорожнікова І.В. Спрощені розрахунки несучої здатності нормальних перерізів згинальних елементів за деформаційною моделлю // Ресурсоeconomні матеріали, конструкції, будівлі і споруди. 36. наук, статей. – Рівне НУВГП, 2005. –Вип. 12. – С. 109-115.
9. Барашиков А.Я. Деформативні методи розрахунку згинальних залізобетонних елементів згідно з проектом нових норм України / Вісник Криворізького технічного університету: зб. наук. праць. – Кривий Ріг: 2006. – Вип.3. – С. 159-161.
10. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій з опору залізобетону/ Голишев О.Б., Бамбура А.М. – К.: Логос, 2004. – 340с.
11. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона/А.Н. Бамбура, В.Я. Бачинський, Н.В.Журавлева, И.Н.Пешкова. – К.: НИИСК, 1987. – 25с.
12. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. – К., 2002. – 39 с.