

УДК 624.012

ПОРІВНЯННЯ РОЗРАХУНКІВ ПЛОЩІ ПЕРЕРІЗУ ПОЗДОВЖНЬОЇ АРМАТУРИ У ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТАХ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ ЗА ЧИННИМИ ТА ПОПЕРЕДНІМИ НОРМАМИ ПРОЕКТУВАННЯ

СРАВНЕНИЕ РАСЧЕТОВ ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ В ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТАХ ТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ ПО НЫНЕ ДЕЙСТВУЮЩИМ И ПРЕДЫДУЩИМИ НОРМАМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

COMPARISON OF PAYMENTS SECTION SQUARE LONGITUDINAL REINFORCEMENT BENT ELEMENTS TEE EXISTING RULES CURRENT AND PREVIOUS DESIGN STANDARDS

Савицький В.В., к.т.н. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Савицкий В.В., к.т.н. (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно)

Savitskiy V.V., candidate of technical sciences (National university of water management and nature resources use, Rivne)

Наведені результати розрахунку площі поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури у згинальних елементах таврового профілю згідно чинних нормативних документів за розташування нейтральної лінії у полиці та в ребрі, а також виконані порівняльні розрахунки за попередніми нормами проектування.

Приведены результаты расчета площади поперечного сечения продольной рабочей арматуры в изгибаемых элементах таврового профиля согласно ныне действующих норм проектирования при положении нейтральной линии в полке и в ребре, а также сделаны сравнительные расчеты по предыдущим нормам проектирования.

The results of the calculation of the cross sectional area of the longitudinal reinforcement in the work of flexible elements of T-sections according to the current norms of design at the position of the neutral line in the leg and rib, as well as comparative calculations made by the previous design standards.

Ключові слова:

Бетон, арматура, площа, переріз, тавр, деформація, момент, зусилля.

Бетон, арматура, площадь, сечение, тавр, деформация, момент, усилие.
Concrete, rebar, square, cross-section, brands, strain, time, effort.

Вступ. Залізобетонні згинальні елементи таврового профілю широко використовуються в будівлях і спорудах. У зв'язку з введенням в дію нових будівельних норм постала необхідність розробити сучасні методики розрахунку таких елементів на основі деформаційної моделі, враховуючи два випадки можливого розташування нейтральної лінії в поперечному перерізі, і визначити ефективність прийнятих методик на основі порівняння з результатами розрахунку за попередніми нормативними документами.

Аналіз останніх досліджень. Розробниками нині діючих нормативних документів [1, 2] запропоновано розраховувати згинальні елементи на основі деформаційної моделі з використанням повної або спрощеної діаграми деформування бетону, зокрема для елементів таврового та двотаврового профілю розглядаються чотири випадки розташування нейтральної лінії в поперечному перерізі елемента. Авторами [3, 4] запропоновано практичний метод розрахунку згинальних елементів прямокутного профілю, при цьому розрахунок виконується методом послідовних наближень відносно висоти стиснутої зони перерізу, задаючись деформацією крайнього стиснутого волокна бетону, яка відповідає максимальній несучій здатності елемента. Такі розрахункові передумови дають можливість легко визначити необхідну площу перерізу арматури, особливо при застосуванні комп'ютерної техніки.

Постановка мети і задач досліджень. Поставлено задачу розрахувати площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури в елементі таврового перерізу згідно нових норм та порівняти результати розрахунку з отриманими за попереднім нормативним документом. Вихідні дані: $M_{Ed} = 200 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $b_w = 20 \text{ см}$, $h = 60 \text{ см}$, $b_{eff} = 15 \text{ см}$, $h_{eff} = 15 \text{ см}$, клас бетону C12/15, клас арматури A500C, $a_{s2} = 5 \text{ см}$ (рис. 1).

Методика і результати досліджень. $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$, $\varepsilon_{cl} = 158 \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{cul} = 158 \cdot 10^{-5}$ (табл. 3.1 [1]); $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ (табл. 3.4 [2]), $\gamma_s = 1,15$ (табл. 2.1 [1]); за формулою 3.15 [2]

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

$f_{yd} = 434,8 \text{ МПа}$. $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ (табл. 3.4 [2]), за формулою 3.16 [2]

$$\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s$$

$\varepsilon_{s0} = 217,4 \cdot 10^{-5}$. $\varepsilon_{ud} = 0,02$ (табл. 3.4 [2]).

$$d = h - a_{s2},$$

$d = 55 \text{ см}$. За методикою Бабица В.С. – Савицького В.В. приймаємо максимальне значення коефіцієнта повноти епюри напружень в стиснутому бетоні $\omega_{max} = 0,8418$ для даного класу бетону (табл. Б.2 [4]); тут величина ω визначена за формулою 20 [4]:

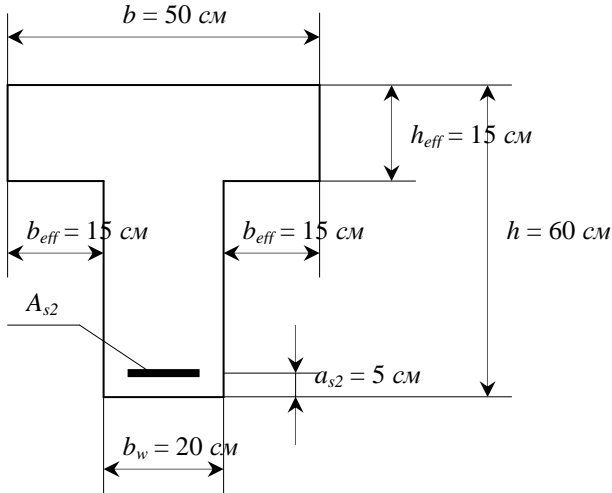


Рис.1. Схема поперечного перерізу елемента

$$\omega = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \quad (1)$$

Коефіцієнт відношення відносної деформації бетону, яка відповідає ω_{max} , до відносної деформації бетону при максимальному навантаженні $\gamma = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} = 1,81$ (табл. Б.2 [4]); звідси

$$\varepsilon_c = \gamma \cdot \varepsilon_{c1}, \quad (2)$$

$\varepsilon_c = 286,0 \cdot 10^5$. Коефіцієнт відносної несучої здатності нормального перерізу по стиснутій зоні бетону, який відповідає ω_{max} , $\beta = 0,4642$ залежно від γ (табл. Б.1 [4]); тут величина β визначена за формулою 21 [4]:

$$\beta = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \quad (3)$$

Для визначення положення нейтральної лінії знаходимо несучу здатність поперечного перерізу елемента за умови, що нейтральна лінія проходить на межі полиці і стінки (ребра) перерізу таврового елемента (рис. 2). При цьому несуча здатність визначається як сума моментів внутрішніх зусиль у стиснутій полиці і розтягнутій арматурі, відносно нейтральної лінії. Момент від зусилля в стиснутому бетоні визначаємо за формулою:

$$M_c = f_{cd} \cdot \beta \cdot (b_w + 2b_{eff}) \cdot h_{eff}^2, \quad (4)$$

$M_c = 44,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Згідно гіпотези плоских перерізів

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_c \cdot (d - h_{eff}) / h_{eff}, \quad (5)$$

$\varepsilon_{s2} = 762,6 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_{ud} = 0,02$, але $\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd} = 217,4 \cdot 10^{-5}$, тому за дволінійною

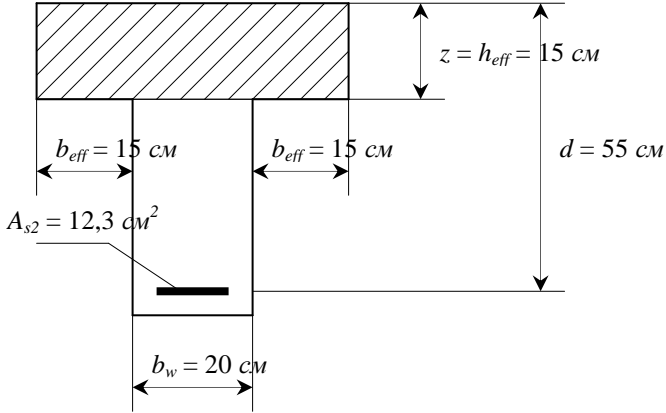


Рис. 2. До визначення положення нейтральної лінії

діаграмою деформування сталі (рис. 3.1 [2])

$\sigma_{s2} = f_{yd} = 434,8 \text{ МПа}$. Тоді з умови рівноваги внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні та розтягнутій арматурі

$$A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot (b_w + 2b_{eff}) \cdot h_{eff} \cdot \omega_{\max}}{\sigma_{s2}}, \quad (6)$$

$A_{s2} = 12,3 \text{ см}^2$. Тоді момент від внутрішнього зусилля в розтягнутій арматурі відносно нейтральної лінії

$$M_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (d - h_{eff}), \quad (7)$$

$M_{s2} = 214,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Сумарний момент від внутрішніх зусиль у поперечному перерізі елемента відносно нейтральної лінії

$$M_S = M_c + M_{s2}, \quad (8)$$

$M_S = 259,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$, що перевищує $M_{Ed} = 200 \text{ кН}\cdot\text{м}$ на $59,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$. тому нейтральна лінія проходить в полиці і в подальшому розрахунку поперечний переріз елемента розглядаємо як прямокутний шириною $b_w + 2b_{eff}$ (рис. 3).

Методом послідовних наближень знаходимо величину висоти стиснутої зони бетону, при якій відношення моменту від внутрішніх зусиль у поперечному перерізі до згинального моменту від зовнішнього розрахункового навантаження буде максимально близьким до одиниці. Таку задачу зручно виконувати в програмному середовищі *Excell*, попередньо прийнявши величину висоти стиснутої зони бетону на рівні

$$z = 0,5 \cdot d.$$

Таким чином, в нашому випадку значення $z = 11,19 \text{ см}$; згідно гіпотези плоских перерізів

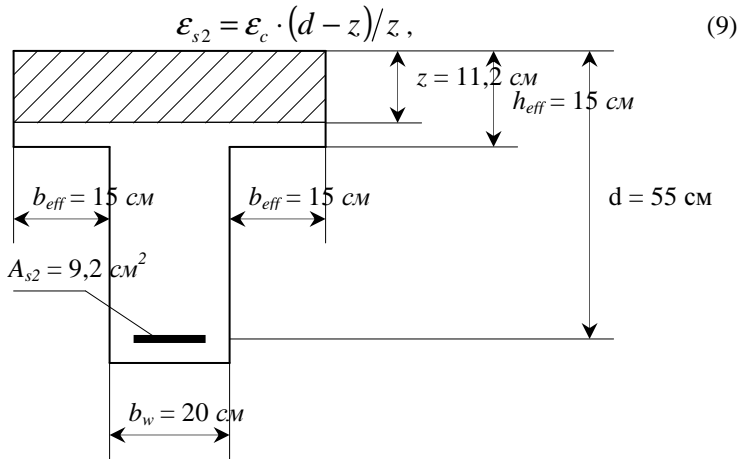


Рис. 3. Схема поперечного перерізу елемента при положенні нейтральної лінії в полиці

$\varepsilon_{s2} = 1120,3 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_{ud} = 0,02$, але більше, ніж $\varepsilon_{yd} = 217,4 \cdot 10^{-5}$. Тому за дволінійною діаграмою деформування арматурної сталі $\sigma_{s2} = f_{yd} = 434,8 \text{ МПа}$. Площа перерізу розтягнутої арматури з умови рівноваги внутрішніх зусиль в поперечному перерізі елемента

$$A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot (b_w + 2b_{eff}) \cdot z \cdot \omega_{\max}}{\sigma_{s2}}, \quad (10)$$

$A_{s2} = 9,20 \text{ см}^2$. Момент від внутрішнього зусилля у стиснутому бетоні:

$$M_c = f_{cd} \cdot \beta \cdot (b_w + 2b_{eff}) \cdot z^2, \quad (11)$$

$M_c = 24,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Момент від внутрішнього зусилля в розтягнутій арматурі:

$$M_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (d - z), \quad (12)$$

$M_{s2} = 175,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Тоді несуча здатність поперечного перерізу елемента в цілому згідно (8) $M_S = 200,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а співвідношення моментів від внутрішніх зусиль у перерізі елемента і зовнішнього навантаження $M_S / M_{Ed} = 1$.

Порівняємо отримані результати розрахунку з результатами за попередніми нормами проектування. Вихідні дані для розрахунку приймемо такими ж: $M = 200 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $b = 20 \text{ см}$, $h = 60 \text{ см}$, $b_f' = 50 \text{ см}$, $h_f' = 15 \text{ см}$, клас бетону В15, клас арматури АІІІв, $a = 5 \text{ см}$. $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ (дод. 3 [5]), розрахунковий опір арматури на розтяг приймемо для чистоти дослідження таким же, як і в попередньому прикладі – $R_s = 434,8 \text{ МПа}$;

$$h_0 = h - a,$$

$h_0 = 55$ см. Для визначення положення нейтральної лінії знаходимо момент, який може сприйняти бетон стиснутої полиці, відносно центру ваги розтягнутої арматури:

$$M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f), \quad (13)$$

$M_f = 302,8$ кН·м, що перевищує M на 102,8 кН·м, тобто границя стиснутої зони бетону проходить в полиці і розрахунковий поперечний переріз приймаємо прямокутним шириною b'_f .

$$\alpha = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2}, \quad (14)$$

$\alpha = 0,156$; відносна висота стиснутої зони бетону

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha}, \quad (15)$$

$\xi = 0,170$;

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b, \quad (16)$$

$\omega = 0,782$; $\sigma_{sR} = R_s = 435$ МПа; $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа (при $\gamma_{b2} = 1$); тоді

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (17)$$

$\xi_R = 0,595 > \xi = 0,170$, отже, подвійне армування не потрібне.

$$\eta = 1 - 0,5\xi, \quad (18)$$

$\eta = 0,915$. Тоді площа перерізу розтягнутої арматури

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot R_s \cdot h_0}, \quad (19)$$

$A_s = 9,14$ см². Розходження в результатах порівняно з попереднім розрахунком складає 0,7%.

Виконаємо розрахунок площі поперечного перерізу поздовжньої арматури за чинними нормами при тих самих вихідних даних, але за значення $M_{Ed} = 350$ кН·м. Приймаємо аналогічні величини, як і в прикладі з $M_{Ed} = 200$ кН·м. $M_S = 259,1$ кН·м $< M_{Ed} = 350$ кН·м, тому нейтральна лінія проходить в ребрі і поперечний переріз елемент розраховуємо як тавровий (рис. 4). Методом послідовних наближень визначаємо $z = 22,2$ см; деформація розтягу арматури згідно (9) $\varepsilon_{s2} = 422,5 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_{ud} = 0,02$, але більше, ніж $\varepsilon_{yd} = 217,4 \cdot 10^{-5}$. Тому за дволінійною діаграмою деформування сталі $\sigma_{s2} = f_{yd} = 434,8$ МПа. Визначаємо величину відносної деформації стиснутого бетону на рівні нижньої грані полиці згідно гіпотези плоских перерізів:

$$\varepsilon_{cf} = \varepsilon_c \cdot (d - h_{eff}) / h_{eff}, \quad (20)$$

$\varepsilon_{cf} = 92,8 \cdot 10^{-5}$. Знаходимо величину згинального моменту від внутрішнього зусилля у стиснутому бетоні звисань полиці:

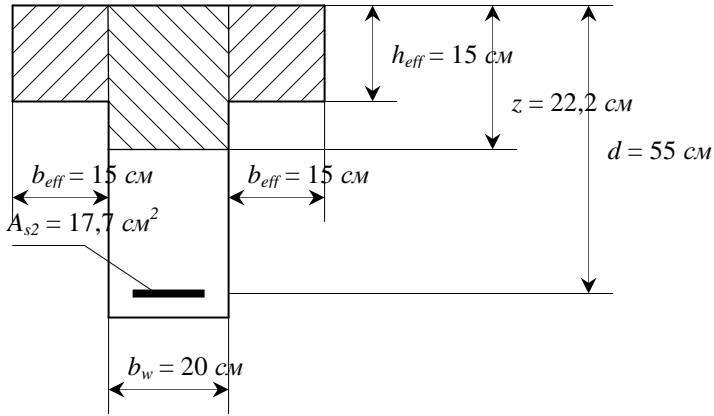


Рис. 4. Схема поперечного перерізу елемента при положенні нейтральної лінії

$$M_{cf} = f_{cd} \cdot 2b_{eff} \cdot z^2 \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cf}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k, \quad (21)$$

$M_{cf} = 58,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Тут коефіцієнти a_k для даного класу бетону згідно табл. Д.1 [1]: $a_1 = 3,3358$; $a_2 = -4,4171$; $a_3 = 2,9586$; $a_4 = -1,0093$; $a_5 = 0,1319$; при цьому внутрішнє зусилля у стиснутому бетоні звисань полиці

$$S_{cf} = f_{cd} \cdot 2b_{eff} \cdot z \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cf}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k, \quad (22)$$

$S_{cf} = 452,4 \text{ кН}$. Тоді з умови рівноваги внутрішніх зусиль

$$A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \omega_{max} + S_{cf}}{\sigma_{s2}}, \quad (23)$$

$A_{s2} = 17,71 \text{ см}^2$. Визначаємо величину згинального моменту від внутрішнього зусилля у стиснутому бетоні стінки:

$$M_{cw} = f_{cd} \cdot \beta \cdot b_w \cdot z^2, \quad (24)$$

де величина коефіцієнта β відповідає ω_{max} , як і в попередньому розрахунку. $M_{cw} = 38,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Тоді згинальний момент від внутрішнього зусилля у стиснутому бетоні перерізу в цілому

$$M_c = M_{cf} + M_{cw}, \quad (25)$$

$M_c = 97,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Згинальний момент від внутрішнього зусилля в розтягнутій арматурі відносно нейтральної лінії за (12) $M_{s2} = 252,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Тоді несуча здатність поперечного перерізу в цілому за (8) $M_s = 350,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Виконаємо порівняльний розрахунок за попередніми нормами проектування. $M_f = 302,8 \text{ кН}\cdot\text{м} < M = 350 \text{ кН}\cdot\text{м}$, отже, нейтральна лінія проходить у ребрі і поперечний переріз елемента розраховуємо як тавровий.

$$\alpha = \frac{M - R_b (b'_f - b) \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f)}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2}, \quad (26)$$

$\alpha = 0,327$; тоді відносна висота стиснутої зони бетону за (15) $\xi = 0,412 < \xi_R = 0,595$ з попереднього порівняльного розрахунку.

$$A_s = \frac{R_b [\xi \cdot b \cdot h_0 + h'_f (b'_f - b)]}{R_s}, \quad (27)$$

$A_s = 17,66 \text{ см}^2$, розходження з попереднім розрахунком складає 0,3%.

Висновки. Отримані результати розрахунків і величина розходження з результатами за відміненими нормами свідчать про прийнятність обох методик, перевага відміненої методики – більша простота, особливо при застосуванні ручних розрахунків, перевага нової методики – універсальність з огляду усунення емпірики при розрахунку більш складних конструкцій та можливість широкого застосування комп'ютерної техніки.

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71с. 2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с. 3. Бабич С.М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі: Рекомендації / Бабич С.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. – Рівне: НУВГП, 2005. – 38 с. 4. Бабич В.Є., Савицький В.В. Методичні рекомендації до розрахунку несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів. – Рівне: НУВГП, 2012. – 28 с. 5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.