

23. Romashko V., Romashko O. Calculation of the crack resistance of reinforced concrete elements with allowance for the levels of normal crack formation. MATEC Web of Conf. 2018. Vol. 230. 02028.

24. Romashko V. M. General model and the mechanics of concrete elements and structures deformation. IOP Conf. Ser.: Materials Science and Engineering. 2021. Vol. 1021. 012026.

УДК 624.012

ПОРІВНЯННЯ РОЗРАХУНКІВ ПЛОЩІ ПЕРЕРІЗУ ПОЗДОВЖНЬОЇ АРМАТУРИ У ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТАХ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ

COMPARISON OF CALCULATIONS OF THE SECTION AREA OF LONGITUDINAL REINFORCEMENT IN BENDING ELEMENTS OF THE BRAND PROFILE

Савицький В.В., к.т.н., доц., ORCID0000-0001-8807-9486, Лоцицька А.О., студ.(Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Savitskiy V.V., Ph.D., as.prof., ORCID0000-0001-8807-9486, Lozytska A.O., stud. (National University of Water and Environmental Engineering, 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.

Reinforced concrete bending elements of the T-profile are widely used in buildings and structures. In connection with the introduction of new building codes there is a need to develop modern methods for calculating such elements based on the deformation model. The developers of current regulations proposed to calculate the bending elements based on the deformation model using a complete or simplified diagram of concrete deformation. The task is to calculate the cross-sectional area of the longitudinal working reinforcement in the element of T-section according to the new standards and to compare the results of the calculation with those obtained under the previous normative document. To determine the position of the neutral line, we find the bearing capacity of the cross section of the element, provided that the neutral line passes at the boundary of the shelf and the wall (edge) of the cross section of the T-shaped element. The bearing capacity is defined as the sum of the moments of internal forces in the compressed shelf and stretched reinforcement, relative to the neutral line. By the method of successive approximations, we find the value of the height of the compressed zone of concrete, at which the ratio of the moment from the internal forces in cross section to the bending moment from the external design load will be as close as possible to unity. The obtained results of calculations and the magnitude of the

discrepancy with the results of the repealed norms indicate the acceptability of both methods, the advantage of the abolished method – greater simplicity, especially when using manual calculations, the advantage of the new method – versatility in eliminating empirical utensil technology.

Ключові слова: бетон, арматура, площа, переріз, тавр, деформація.
concrete, reinforcement, area, section, brand, deformation.

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 С12/15, клас арматури А500С, $a_{s2} = 5 \text{ см}$ (рис. 1).

Методика і результати досліджень. $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$, $\varepsilon_{c1} = 158 \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{cu1} = 158 \cdot 10^{-5}$ (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 Бабича В.Є. – 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]:

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

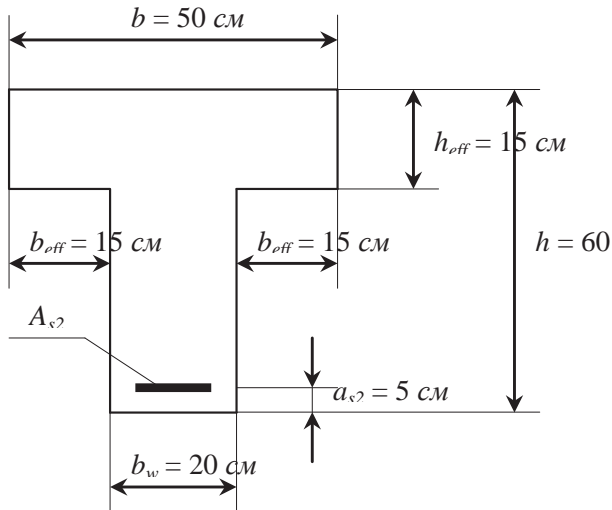


Рис.1. Схема поперечного перерізу елемента

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 (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

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

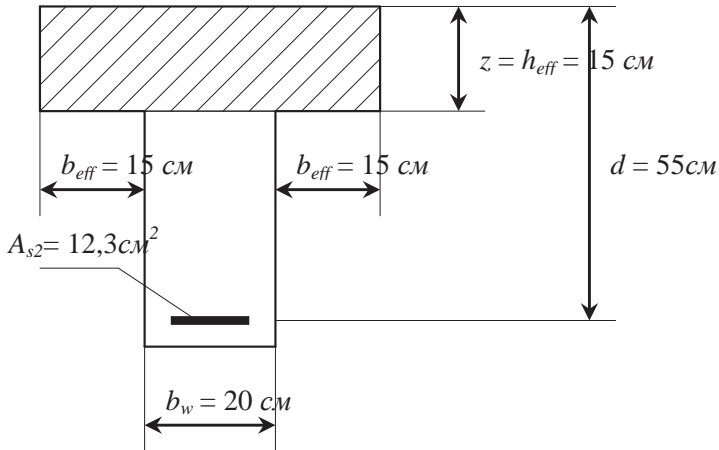


Рис. 2. До визначення положення нейтральної лінії

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

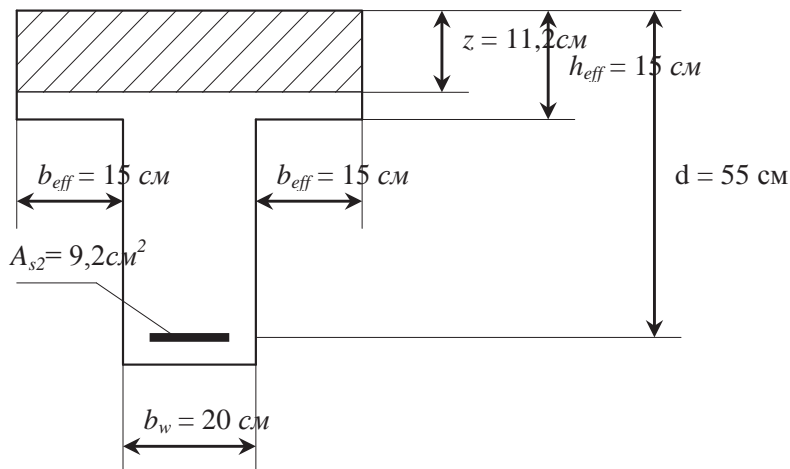


Рис. 3. Схема поперечного перерізу елемента при положенні нейтральної лінії в поліці

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

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_c \cdot (d - z) / z, \quad (9)$$

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

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

$A_{s2} = 9,20$ см². Момент від внутрішнього зусилля у стиснутому бетоні:

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

$M_c = 24,7$ кН·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 АШв, $a = 5 \text{ см}$. $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ (дод. 3 [5]), розрахунковий опір арматури на розтяг приймемо для чистоти дослідження таким же, як і в попередньому прикладі $R_s = 434,8 \text{ МПа}$;

$h_0 = h - a$, $h_0 = 55 \text{ см}$. Для визначення положення нейтральної лінії знаходимо момент, який може прийняти бетон стиснутої полиці, відносно центру ваги розтягнутої арматури:

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

$M_f = 302,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$, що перевищує M на $102,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$, 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

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

$\xi = 0,170$;

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

$\omega = 0,782$; $\sigma_{sR} = R_s = 435 \text{ МПа}$; $\sigma_{sc,u} = 400 \text{ МПа}$ (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

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

$A_s = 9,14 \text{ см}^2$. 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 $M_{Ed} = 350 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Приймаємо аналогічні величини, як і в прикладі з $M_{Ed} = 200 \text{ кН}\cdot\text{м}$. $M_S = 259,1 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{Ed} = 350 \text{ кН}\cdot\text{м}$, тому нейтральна лінія

проходить в ребрі і поперечний переріз елемент розраховуємо як тавровий. 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:

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

$M_{cf} = 58,5$ кН·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

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

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

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

$A_{s2} = 17,71$ см². 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. $M_{cw} = 38,9$ кН·м. Тоді згинальний момент від внутрішнього зусилля у стиснутому бетоні перерізу в цілому

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

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

Виконаємо порівняльний розрахунок за попередніми нормами проектування. $M_f = 302,8$ кН·м $< M = 350$ кН·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 відмінними 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.

DBN V.2.6-98:2009. Betonnitazalizobetonnikonstrukciyi. Osnovnipolozhennya. – Ky`yiv: MinregionbudUkrayiny`, 2011. – 71s.

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.

DSTU B V.2.6-156:2010. Betonnitazalizobetonnikonstrukciyi z vazhkogobetonu. Pravy`lproektuvannya. – Ky`yiv: Ministerstvoregional`nogorozvy`tkutabudivny`cztvaUkrayiny`, 2010. – 166 s.

3. Бабич Є.М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі: Рекомендації / Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. – Рівне: НУВГП, 2005. – 38 с.

Babych Ye.M. Rozrakhunok nerozriznykh zalizobetonnykh balok iz vykorystanniam deformatsiinoi modeli: Rekomendatsii / Babych Ye.M., Babych V.Ie., Savytskyi V.V. – Rivne: NUVHP, 2005. – 38 s.

4. Бабич В.Є., Савицький В.В. Методичні рекомендації до розрахунку несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів. – Рівне: НУВГП, 2012. – 28 с.

Babych V.Ie., Savytskyi V.V. Metodychni rekomendatsii do rozrakhunku nesuchoi zdatnosti normalnykh pereriziv zghynalnykh zalizobetonnykh elementiv. – Rivne: NUVHP, 2012. – 28 s.

5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.

Bajkov V.N., Sy`galov E.E. Zhelezobetonnyekonstrukcy`y`: Obshhy`jkurs: Ucheb. dlyavuzov. – M.: Strojy`zdat, 1991. – 767 s.