

**РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ПРОСТОРОВИХ ПЕРЕРІЗІВ
ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ
ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ З ОДИНОЧНИМ АРМУВАННЯМ ПРИ
ЗГІНІ З КРУЧЕННЯМ НА ОСНОВІ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МОДЕЛІ**

**РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ СЕЧЕНИЙ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ЭЛЕМЕНТОВ ТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ С ОДИНОЧНЫМ
АРМИРОВАНИЕМ ПРИ ИЗГИБЕ С КРУЧЕНИЕМ НА ОСНОВЕ
ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ**

**CALCULATION OF SPACIOUS PERESIS PECULIARITIES OF
PRESSURIZED RAILWAY CONCRETE ELEMENTS OF TAVROV
PROFILE WITH UNIFORM ARM WELDING WITH REQUIREMENTS
ON THE BASIS OF DEFORMATION MODEL**

Клюка О.М., к.т.н., доц. (Кременчуцький національний університет імені
Михайла Остроградського, м. Кременчук)

Клюка Е.Н., к.т.н., доц. (Кременчугский национальный университет имени
Михаила Остроградского, г. Кременчуг)

**L. Kluka, cand.tehn.nauk., associate professor, (Kremenchuk Mykhailo
Ostrohradskyi National University Kremenchuk, Ukraine)**

**Виходячи з аналізу власних досліджень запропонована методика
визначення міцності просторових перерізів попередньо напруженіх
залізобетонних елементів таврового профілю з одноочним армуванням
при згині з крученнем на основі деформаційної моделі.**

**Исходя из анализа собственных исследований предложена методика
определения прочности пространственных сечений предварительно
напряженных железобетонных элементов таврового профиля с
одиночным армированием при изгибе с кручением на основе
деформационной модели.**

**The article deals with the analysis of scientific researches of reinforced
concrete beams of various cross-sectional shapes in bending and biaxial
bending with torsion. The location scheme of the concrete compressed zone
not along the line that connects the ends of the failure diagonal crack on
opposite sides, but at a certain angle along the element longitudinal axis, the**

value of which depends only on the T operating torque and M_d beam moments ratio, has been specified. In order to determine it, an algebraic dependence is proposed, which corresponds to experimental cases of "pure" bending and "pure" torsion. The author suggests to take into account all four branches of the cross reinforcement, located either near the stretched sides and or on the compressed sides, instead of one, as it has been suggested in previous studies. The purpose of this work is to develop an improved technique for determining the bearing capacity of spatial sections of T-shaped reinforced concrete elements with double profile reinforcement taking into account all four branches of the cross reinforcement when bending with a torsion according to the deformation scheme.

The article suggests to arrange closed clamps in order to create an internal torque which should take the tensile stresses from the torque caused by external loading in bending reinforced concrete elements.

The developed method for calculating the bearing capacity makes it possible to perform a precise calculation of the strength of the spatial sections of T-shaped reinforced concrete elements with double profile reinforcement taking into account doubly reinforcement concrete and all four branches of the cross reinforcement in bending with torsion on the basis of the deformation model.

Ключові слова: міцність, згин, кручення, тавровий профіль, просторовий переріз, попереднє напруження, одиночне армування, деформаційна модель. Прочность, изгиб, кручение, тавровый профиль, пространственное сечение, предварительное напряжение, одночное армирование, деформационная модель.

Strength, bend, torsion, brand profile, spatial section, preliminary tension, single reinforcement, deformation model.

Вступ. Виконані в свій час в науково-дослідному інституті бетону і залізобетону (НДІЗБ) під керівництвом проф. О. О. Гвоздєва експериментально-теоретичні дослідження звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю при сумісній дії згидаючого та крутного моментів дозволили, в першому наближенні, розробити розрахункову схему руйнування та запропонувати методику розрахунку таких елементів. Автори цих досліджень запропонували розташовувати стиснуту зону бетону по лінії, що з'єднує кінці похилої тріщини руйнування на протилежних гранях перерізу і враховувати поздовжню робочу і тільки одну гілку поперечної арматури, розташованої біля розтягнутої грані. Результати цих досліджень були використані при розробці радянських нормативних документів [1], у відповідності з якими епюра напружень в стиснuttій зоні бетону приймалась прямокутною. Результати подальших досліджень дозволили замінити прямокутну епюру стискаючих напружень в бетоні на криволінійну, що більш близько відповідає напруженно-деформованому стану

поперечного перерізу, і перейти на деформаційну схему розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів як в Білорусії [2] і Росії [3], так і в Україні [4].

З урахуванням постійного зростання цін на будівельні матеріали доцільно там, де це можливо, прямокутні перерізи елементів, що працюють в умовах сумісної дії згидаючого та крутного моментів, замінювати на більш економні двотаврові або таврові. У випадку агресивного середовища експлуатації з метою недопущення утворення тріщин в таких елементах їх доцільно виконувати попередньо напруженими.

Аналіз останніх досліджень. Виконані в подальшому експериментально-теоретичні дослідження звичайних і попередньо напружених залізобетонних елементів різних форм поперечного перерізу (прямокутник, тавр, двотавр) при косому згині з крученнем [5-7] дозволили уточнити схему розташування стиснутої зони бетону: не по лінії, що з'єднує кінці похилої тріщини руйнування на протилежних гранях елемента, як це передбачено в діючих нормативних документах [2-4], а під певним кутом до його поздовжньої вісі, величина якого залежить тільки від співвідношення діючих крутного T та згидаючого M_d моментів $\psi = T : M_d$ і визначається за запропонованою авторами робіт [6,7] залежністю

$$\alpha = \text{arc} \tg (1 + 1/5 \psi), \quad (1)$$

яка відповідає екстремальним випадкам: «чистому» згину ($T = 0, \alpha = 90^\circ$) і «чистому» крученню ($M_d = 0, \alpha = 45^\circ$). Авторами робіт [6-8] запропоновано також ураховувати три гілки поперечної арматури, розташовані біля розтягнутих граней поперечного перерізу, замість однієї, як це рекомендовано в [2-4].

В роботі [8] запропонована методика розрахунку міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночним і подвійним армуванням при згині з крученнем за деформаційною схемою, в роботі [9] – те ж, для елементів таврового перерізу з одиночним армуванням, а в роботі [10] – для елементів таврового перерізу з подвійним армуванням.

Слід відзначити, що в згинальних елементах, при наявності крутних моментів, обов'язково необхідно влаштовувати закриті хомути для сприйняття розтягуючих зусиль, викликаних крутним моментом від зовнішнього навантаження. Внутрішній крутний момент повинен утворюватися двомаарами зусиль в стрижнях як вертикальних, так і горизонтальних гілок поперечної арматури.

Постановка завдання. Розробка методики визначення несучої здатності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів таврового профілю з одиночним армуванням з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури при згині з крученнем за деформаційною схемою.

Виклад основного матеріалу дослідження. В даному випадку, для визначення напружень в стиснuttій зоні бетону за деформаційною моделлю, за пропозицією авторів роботи [11], використовуємо поліном п'ятого ступеню у вигляді

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{i=1}^5 \alpha_i \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k, \quad (2)$$

де f_{cd} – міцність бетону на стиск.

Для таврового перерізу з поздовжньою робочою попередньо напружену арматурою, розташованою тільки в розтягнутій зоні (рис. 1 і 2), за умови, коли висота стиснутої зони бетону перевищує висоту полички, тобто $z > h_f$, умови рівноваги зусиль в просторовому, нормальному до площини стиснутої зони бетону, перерізі записуються так:

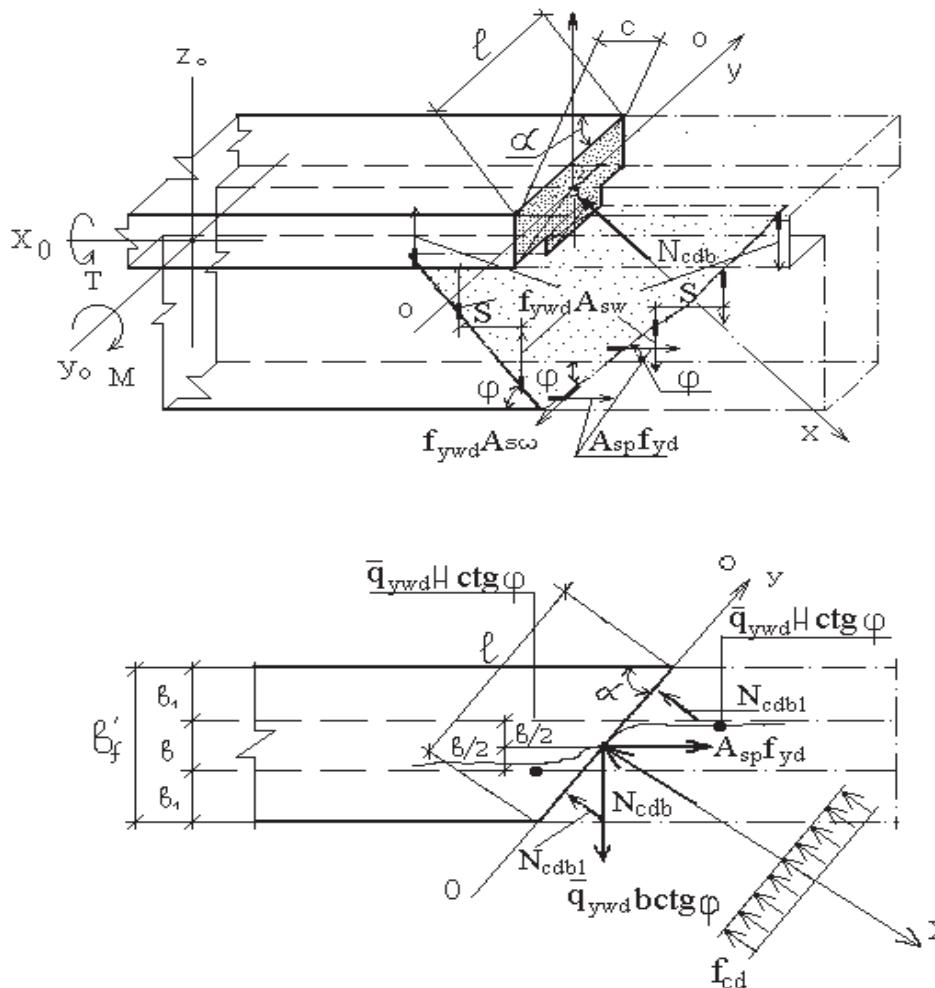


Рис. 1. Розрахункова схема для визначення несучої здатності попередньо напруженого залізобетонного елемента таврового профілю з одиночною арматурою при згині з крученням на основі деформаційної моделі:

- а – аксонометричний вигляд розрахункової схеми;
- б – горизонтальна проекція залізобетонного елемента

$$\Sigma M_{O-O} = 0; \quad (3)$$

$$\Sigma X = 0, \quad (4)$$

де ΣM_{O-O} – сума моментів усіх внутрішніх і зовнішніх зусиль відносно нейтральної лінії $O-O$, що проходить через нижню межу стиснутої зони бетону і лежить в її площині

$$M_d \sin\alpha + T \cos\alpha = N_{sp} \sin\alpha (H_o - z) + N_{ywd} \cos\alpha (H - a_z - z) + N_{ywdH} \sin\varphi H + N_{cdbl} (z - 0,5h_f) + 0,5N_{cdb} z_f. \quad (5)$$

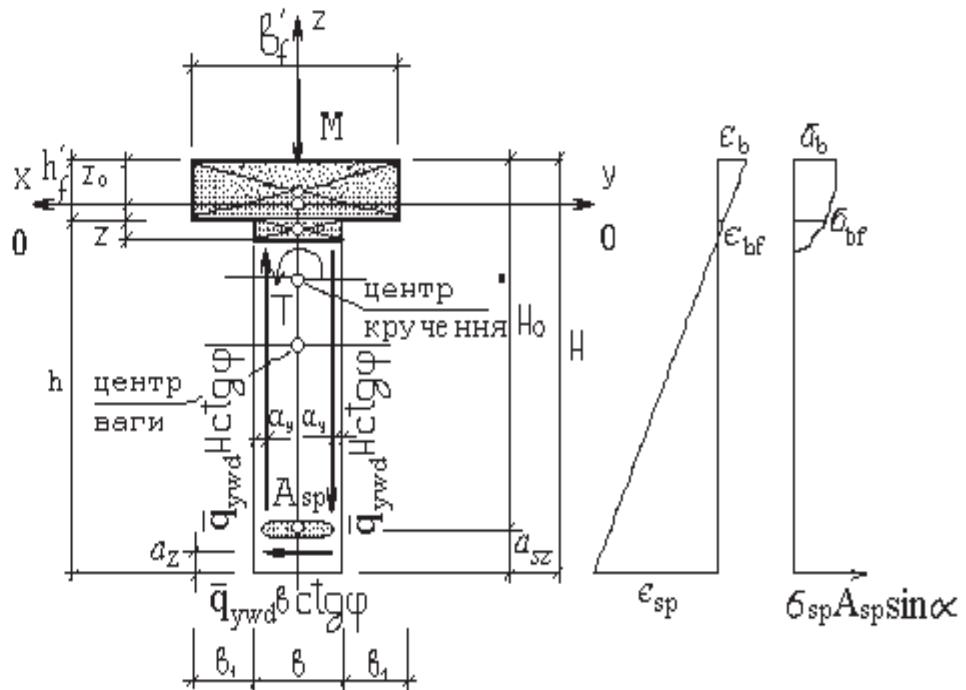


Рис. 2. До розрахункової схеми для визначення несучої здатності попередньо напруженого залізобетонного елемента таврового профілю з одиночною арматурою при згині з крученням на основі деформаційної моделі:

а – поперечний переріз залізобетонного елемента; б – епюра деформацій;
в – епюра внутрішніх зусиль в поперечному перерізі

В цій формулі:

$$N_{sp} = f_{yd} A_{sp}; \quad (6)$$

$$N_{ywdb} = \bar{q}_{ywd} b \operatorname{ctg} \varphi; \quad (7)$$

$$N_{ywdH} = \bar{q}_{ywd} H \operatorname{ctg} \varphi, \quad (8)$$

де $\bar{q}_{ywd} = f_{ywd} A_{sw} / s$ – погонне зусилля як у вертикальних, так і в горизонтальних стрижнях поперечної арматури, віднесене до одиниці довжини елемента; на початковому етапі розрахунку діаметр d_{sw} і крок стрижнів поперечної арматури s приймаються конструктивно, залежно від висоти поперечного перерізу згинального елемента, при поки що невідомому діаметрі поздовжньої робочої арматури d_{sp} ; в подальшому, при перевірці несучої здатності елемента на дію крутного моменту, ці параметри можуть коригуватися;

N_{cdbI} , N_{cdb} – перпендикулярні до площини стиснутої зони бетону зусилля, що сприймаються бетоном стиснутих звисів полички та стиснутою частиною ребра нормального просторового перерізу елемента таврового профілю. Величини цих зусиль (рис.1) визначаються за формулами

$$N_{cdbI} = \int_{z_f}^z \sigma_c dA_c = \frac{(b_f - b)}{\sin \alpha} \int_{z_f}^z \sigma_c dz = \frac{(b_f - b)}{\sin \alpha} \int_{\varepsilon_{cf}}^{\varepsilon_c} \sigma_c d\varepsilon_c; \quad (9)$$

$$N_{cdb} = \int_0^z \sigma_c dA_c = \frac{b}{\sin \alpha} \int_0^z \sigma_c dz = \frac{b}{\sin \alpha} \int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c d\varepsilon_c, \quad (10)$$

в яких ε_c – відносна деформація крайнього верхнього стиснутого волокна бетону;

ΣX – сума проекцій всіх внутрішніх зусиль на вісь, що проходить через точку перетину вертикальної осьової лінії z із нейтральною лінією $O-O$ перпендикулярно площині стиснутої зони бетону:

$$N_{sp} \sin \alpha + N_{ywd} \cos \alpha - (N_{cdbI} + N_{cdb}) / \sin \alpha = 0; \quad (11)$$

тут:

$$N_{sp} = \sigma_{sp} A_{sp} = E_{sp} \varepsilon_{sp} A_{sp}, \quad (12)$$

де ε_{sp} – відносна деформація крайнього волокна попередньо напруженої поздовжньої робочої арматури, розташованої в розтягнутій від зовнішнього навантаження зоні.

З використанням залежності « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » у вигляді (2) формулі (9) і (10) набувають вигляду:

$$\begin{aligned} N_{cdbI} &= f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z \times \left(\alpha_1 \frac{\varepsilon_c}{2\varepsilon_{cR}} + \alpha_2 \frac{\varepsilon_c^2}{3\varepsilon_{cR}^2} + \alpha_3 \frac{\varepsilon_c^3}{4\varepsilon_{cR}^3} + \alpha_4 \frac{\varepsilon_c^4}{5\varepsilon_{cR}^4} + \alpha_5 \frac{\varepsilon_c^5}{6\varepsilon_{cR}^5} \right) - \\ &- f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z_f \times \left(\alpha_1 \frac{\varepsilon_{cf}}{2\varepsilon_{cR}} + \alpha_2 \frac{\varepsilon_{cf}^2}{3\varepsilon_{cR}^2} + \alpha_3 \frac{\varepsilon_{cf}^3}{4\varepsilon_{cR}^3} + \alpha_4 \frac{\varepsilon_{cf}^4}{5\varepsilon_{cR}^4} + \alpha_5 \frac{\varepsilon_{cf}^5}{6\varepsilon_{cR}^5} \right); \end{aligned} \quad (13)$$

$$N_{cdb} = f_{cd} \frac{b}{\sin \alpha} z \times \left(\alpha_1 \frac{\varepsilon_c}{2\varepsilon_{cR}} + \alpha_2 \frac{\varepsilon_c^2}{3\varepsilon_{cR}^2} + \alpha_3 \frac{\varepsilon_c^3}{4\varepsilon_{cR}^3} + \alpha_4 \frac{\varepsilon_c^4}{5\varepsilon_{cR}^4} + \alpha_5 \frac{\varepsilon_c^5}{6\varepsilon_{cR}^5} \right), \quad (14)$$

де: α_k – коефіцієнти, що визначаються за рекомендаціями [11];

z_f – відстань від нейтральної лінії до нижньої грані полички, визначаються за формулою

$$z_f = z - h_f; \quad (15)$$

ε_{cf} – відносна деформація бетону на рівні нижньої грані полички, яка визначається за гіпотезою плоских перерізів наступним чином:

$$\varepsilon_{cf} = \frac{z_f \varepsilon_c}{z} = \frac{(z - h_f) \varepsilon_c}{z}. \quad (16)$$

Зусилля, що сприймаються поздовжньою робочою попередньо напружену арматурою N_{sp} і стиснутою зоною бетону N_{cd} , визначаються за формулами

$$N_{sp} = \frac{E_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} \frac{\varepsilon_c}{z} (H_o - z); \quad (17)$$

$$N_{cd} = \frac{f_{cd} b_f z}{\sin \alpha} \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k - \frac{f_{cd} (b_f - b) z_f}{\sin \alpha} \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k. \quad (18)$$

Моменти, які сприймаються поздовжньою робочою попередньо напруженуою M_{sp} і поперечною (M_{swb} і M_{swH}) арматурою та стиснутою зоною бетону (звисами полички M_{cdb1} та ребром M_{cdb}) відносно нейтральної лінії просторового перерізу $O-O$, визначаються за формулами:

$$M_{sp} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} z_{sp} = \frac{E_{sp} \varepsilon_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} z_{sp} = \frac{E_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} \frac{\varepsilon_c}{z} (H_o - z)^2; \quad (19)$$

$$M_{ywdB} = N_{ywdB} \cos \alpha (H - a_{sz} - z); \quad (20)$$

$$M_{ywdH} = N_{ywdH} H \sin \varphi; \quad (21)$$

$$M_{cdb1} = \int_{z_f}^z \frac{\sigma_c}{\sin \alpha} z dA_c = \frac{b_f - b}{\sin \alpha} \int_{z_f}^z \sigma_c z dz = \frac{b_f - b}{\sin \alpha} \int_{\varepsilon_f}^{\varepsilon_b} \sigma_c d\varepsilon_c; \quad (22)$$

$$M_{cab} = \int_0^z \frac{\sigma_c}{\sin \alpha} z dA_c = \frac{b}{\sin \alpha} \int_0^z \sigma_c z dz = \frac{b}{\sin \alpha} \int_{\varepsilon_f}^{\varepsilon_b} \sigma_c d\varepsilon_c. \quad (23)$$

З урахуванням виразу (2) формулі (22) і (23) приймають вигляд:

$$M_{cdb1} = f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k - f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha}; \quad (24)$$

$$M_{cab} = f_{cd} \frac{b}{\sin \alpha} z^2. \quad (25)$$

Повний згинаючий момент відносно нейтральної лінії $O-O$, що сприймає стиснута зона бетону, визначається за наступною формулою

$$M_{cd} = f_{cd} \frac{b_f}{\sin \alpha} z^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k - f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z_f^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k, \quad (26)$$

а сумарний згинаючий момент, що сприймається поздовжньою напруженуою арматурою і всіма гілками поперечної арматури відносно тієї ж лінії $O-O$ – за формулою

$$\begin{aligned} M_{sp} + M_{swb} + M_{swH} &= \frac{E_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} \frac{\varepsilon_c}{z} (H_o - z)^2 + N_{ywdB} \cos \alpha (H - a_{sz} - z) + \\ &\quad + N_{ywdH} H \sin \varphi. \end{aligned} \quad (27)$$

Підставляючи вирази (26) і (27) у (5), отримаємо

$$M_d \sin\alpha + T \cos\alpha = \frac{E_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} \frac{\varepsilon_c}{z} (H_o - z)^2 + N_{ywdb} \cos\alpha (H - a_{sz} - z) + N_{ywdH} H \sin\varphi + \\ + f_{cd} \frac{b_f}{\sin \alpha} z^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k - f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z_f^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k. \quad (28)$$

Розв'язуючи це рівняння відносно M_d з урахуванням того, що $\psi = T : M_d$, отримуємо

$$M_d = \frac{1}{\sin \alpha + \psi \cos \alpha} \left[\frac{E_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} \frac{\varepsilon_c}{z} (H_o - z)^2 + N_{ywdb} \cos\alpha (H - a_{sz} - z) + N_{ywdH} H \sin\varphi + f_{cd} \frac{b_f}{\sin \alpha} z^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k - f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z_f^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k \right]. \quad (29)$$

Невідома в цьому рівнянні висота стиснутої зони бетону z визначається методом поступового наближення, починаючи з величини $z > 0,5 h_f$ до досягнення достатньої точності не нижче 5 %.

При практичних розрахунках кут нахилу тріщин руйнування φ до поздовжньої вісі елемента, за експериментальними даними авторів робіт [6, 7], можна приймати рівним 45° .

Після цього за формулою

$$T = \psi \times M_d \quad (30)$$

визначають величину крутного моменту, що сприймається просторовим перерізом попередньо напруженого елемента таврового профілю з одночичною арматурою.

Якщо ж крутний момент T , визначений за формулою (30), виявиться меншим від викликаного зовнішнім навантаженням, в такому випадку слід зменшити конструктивно прийнятий крок поперечної арматури s або збільшити її діаметр і повторити розрахунок за вище запропонованою методикою.

Висновок. Отримані формули дозволяють виконувати розрахунок міцності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів таврового профілю з одночічним армуванням при згині з крученнем з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури на основі деформаційної моделі.

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М., 1986. – 79 стр.

2. СНБ 5.03.01-02. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования. – Мн., 2002– 217 стр.

3. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М., 2003. Госстрой России.– 125 стр.

4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 98 с.
5. Фалеев Л. В. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности железобетонных балок прямоугольного и таврового сечений, работающих на косой изгиб с кручением. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. – Полтава, 1968. – 301 стр.
6. Кузьменко А. М. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности предварительно напряженных железобетонных элементов прямоугольного сечения при косом изгибе с кручением. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. – Полтава, 1972. – 230 стр.
7. Жорняк Н. С. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности предварительно напряженных железобетонных элементов таврового и двутаврового поперечных сечений на косой изгиб с кручением. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. – Полтава, 1973. – 170 стр.
8. Клюка О. М. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів при згині з крученнем на основі нелінійної деформаційної моделі. Дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук за спец. 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди. / Полтавський НТУ ім. Ю. Кондратюка, 2010. – 163 с.
9. Клюка О.М. Розрахунок міцності звичайно армованих залізобетонних елементів таврового перерізу з одиночним армуванням при згині з крученнем на основі деформаційної моделі / О.М. Клюка, М.С. Жорняк // Вісник Кременчуцького національного університету ім. М. Остроградського. Випуск 6/2011 (71). – Кременчук, 2011 – С.161 - 164.
10. Клюка О. М., Жорняк М. С. Розрахунок міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів таврового профілю з подвійним армуванням при згині з крученнем на основі деформаційної моделі / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Випуск 23. Збірник наукових праць. Рівне, 2012. – С. 261 - 268.
11. Бамбура А. Н., Гурковский А. Б. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе /. Збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2003. – Випуск 59. – Книга 1. – С. 121-130.

1. SNyP 2.03.01-84*. Betonnye y zhelezobetonnye konstruktsii. Normy proektyrovanyia [Concrete and reinforced concrete structures. Design standards]. (1986). Moscva.
2. SNB 5.03.01-02. Konstruktsyy betonnye y zhelezobetonnye. Normy proektyrovanyia [Concrete and reinforced concrete structures. Design standards]. (2002). Minsk.
3. SP 52-101-03. Betonnye y zhelezobetonnye konstruktsyy bez predvarytelnoho napriazheniya armatury [Concrete and reinforced concrete structures without prestressing reinforcement.] – 2003. Moscva: Hosstroi Rossyy.
4. DBN V.2.5-98:2009. Konstruktsii budinkiv I sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia projektuvannia [Construction of houses and buildings. Concrete and reinforced concrete structures. General design]. (2009). Kyiv: Minregionbud Ukraini.
5. Faleev L. V. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности залізобетонних балок прямого и таврового сечений, работающих на косой изгиб с кручением. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. – Полтава, 1968. – 301 стр.

yzghyb s kruchenyem. Dyssertatsya na soyskanye uchenoi stepeny kand. tekhn. nauk. – Poltava, 1968. – 301 str.

6. Kuzmenko A. M. Эksperimentalno-teoretycheskye yssledovanyia nesushchei sposobnosti predvarytelno napriazhennyykh zhelezobetonnykh elementov priamouholnoho secheniya pry kosom yzghybe s kruchenyem. Dyssertatsya na soyskanye uchenoi stepeny kand. tekhn. nauk. – Poltava, 1972. – 230 str.

7. Zhorniak N. S. Эksperimentalno-teoretycheskye yssledovanyia nesushchei sposobnosti predvarytelno napriazhennikh zhelezobetonnykh elementov tavrovoho y dvutavrovoho poperechnykh sechenyi na kosoi yzghyb s kruchenyem. Dyssertatsya na soyskanye uchenoi stepeny kand. tekhn. nauk. – Poltava, 1973. – 170 str.

8. Kliuka O. M. Rozrakhunok mitsnosti normalnykh pereriziv zalizobetonnykh elementiv pry zghyni z kruchenniam na osnovi neliniinoi deformatsiinoi modeli. Dys. na zdobuttia nauk. stup. kand. tekhn. nauk za spets. 05.23.01 – budivelni konstruktsii, budivli ta sporudy. / Poltavskyi NTU im. Yu. Kondratiuka, 2010. –163 s.

9. Klyuka L. (2011). Calculation of strength of reinforced reinforced concrete elements of a tread section with single reinforcement at bending with a torsion on the basis of a deformation model / L. Klyuka, M. Zhorniak // Visnyk of Kremenchuk National University named after M. Ostrogradsky, Vol.6/2011(71), 161-164.

10. Klyuka L. (2012). Calculation of the strength of the spatial sections of reinforced concrete elements of the tin profile with double reinforcement with bending with torsion on the basis of deformation models / L. Klyuka, M. Zhorniak // Collection of scientific works "Resource-saving materials, constructions, buildings and structures" Rivne, Vol. 23, 261–268.

11. Bambura A. (2003). To the construction of the deformation theory of reinforced concrete rod systems on an experimental basis/ A. Bambura, A. Hurkovskyi // Collection of scientific works, Kyiv, KNUBA, Vol.59, 121-130.