



**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 Михайла 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 напружених залізобетонних елементів таврового профілю з одиночним армуванням при згині з крученням 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, одиночное 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. Гвоздева експериментально-теоретичні дослідження звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю при сумісній дії згинаючого 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 стиснутій зоні бетону приймалась прямокутною. Результати подальших досліджень дозволили замінити прямокутну епюру стискуючих напружень в бетоні на криволінійну, що більш близько відповідає напружено-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 згинаючого та крутного моментів, замінювати на більш економічні 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 крученням [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 осі, величина якого залежить тільки від співвідношення діючих крутного  $T$  та згинаючого  $M_d$  моментів  $\psi = T : M_d$  і визначається за запропонованою авторами робіт [6,7] залежністю

$$\alpha = \arctg (1 + 1/5 \psi), \quad (1)$$

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 урахувати 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 крученням 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 крутий момент повинен утворюватися двома парами 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 крученням за деформаційною схемою.

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

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{i=1}^5 \alpha_k \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cR}} \right)^k, \quad (2)$$

де  $f_{cd}$  – міцність бетону на стиск.

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

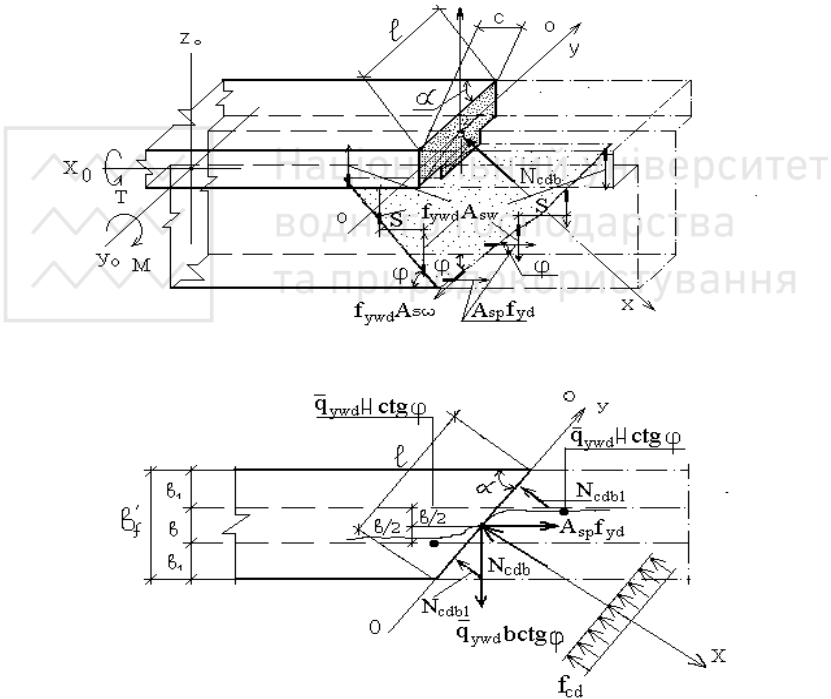


Рис. 1. Розрахункова схема для визначення несучої здатності попередньо напруженого залізобетонного елемента таврового профілю з одиночною арматурою при згині з крученням на основі деформаційної моделі:

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

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

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



де  $\Sigma M_{O-O}$  – 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

$$M_d \sin \alpha + T \cos \alpha = N_{sp} \sin \alpha (H_o - z) + N_{ywdb} \cos \alpha (H - a_z - z) + N_{ywdH} \sin \varphi H + N_{cdb1} (z - 0,5h_f) + 0,5N_{cdb} z_f. \quad (5)$$

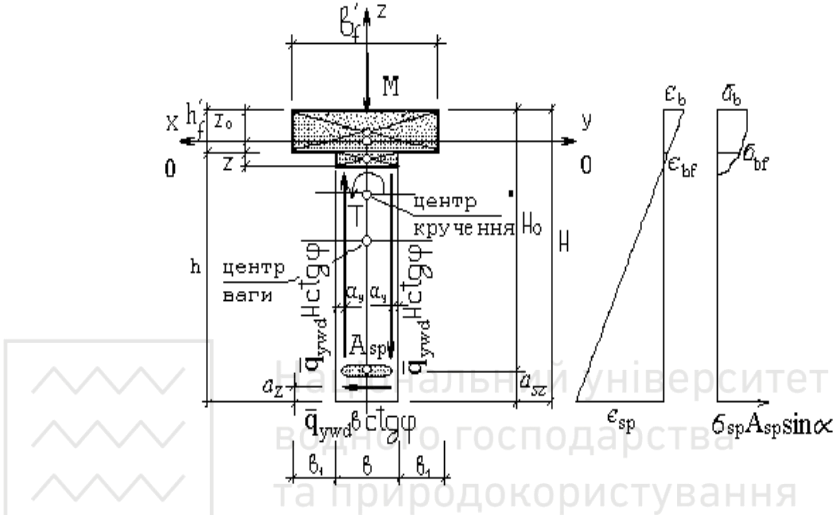


Рис. 2. До розрахункової схеми для визначення несучої здатності попередньо напруженого залізобетонного елемента таврового профілю з одиночною арматурою при згині з крученням на основі деформаційної моделі:

$a$  – поперечний переріз залізобетонного елемента;  $b$  – еюра деформацій;  $v$  – еюра 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;

$N_{cdb1}, N_{cdb}$  – перпендикулярні до площини стиснутої зони бетону зусилля, що сприймаються бетоном стиснутих звисів полицки та стиснутою частиною ребра нормального просторового перерізу елемента таврового профілю. Величини цих зусиль (рис.1) визначаються за формулами

$$N_{cdb1} = \int_{z_f}^z \sigma_c dA_c = \frac{(b_f - b)}{\sin \alpha} \int_{z_f}^z \sigma_c dz = \frac{(b_f - b)}{\sin \alpha} \int_{\varepsilon_{cf}}^{\varepsilon_c} \sigma_c d\varepsilon_c; \quad (9)$$

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

в яких  $\varepsilon_c$  – відносна деформація крайнього верхнього стиснутого волокна бетону;

$\Sigma X$  – сума проєкцій всіх внутрішніх зусиль на вісь, що проходить через точку перетину вертикальної осової лінії  $z$  із нейтральною лінією  $O-O$  перпендикулярно площині стиснутої зони бетону:

$$N_{sp} \sin \alpha + N_{ywdb} \cos \alpha - (N_{cdb1} + N_{cdb}) / \sin \alpha = 0; \quad (11)$$

тут:

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

де  $\varepsilon_{sp}$  – 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) формули (9) і (10) набувають вигляду:

$$N_{cdb1} = f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z \times \left( \alpha_1 \frac{\varepsilon_c}{2\varepsilon_{cR}} + \alpha_2 \frac{\varepsilon_c^2}{3\varepsilon_{cR}^2} + \alpha_3 \frac{\varepsilon_c^3}{4\varepsilon_{cR}^3} + \alpha_4 \frac{\varepsilon_c^4}{5\varepsilon_{cR}^4} + \alpha_5 \frac{\varepsilon_c^5}{6\varepsilon_{cR}^5} \right) - f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z_f \times \left( \alpha_1 \frac{\varepsilon_{cf}}{2\varepsilon_{cR}} + \alpha_2 \frac{\varepsilon_{cf}^2}{3\varepsilon_{cR}^2} + \alpha_3 \frac{\varepsilon_{cf}^3}{4\varepsilon_{cR}^3} + \alpha_4 \frac{\varepsilon_{cf}^4}{5\varepsilon_{cR}^4} + \alpha_5 \frac{\varepsilon_{cf}^5}{6\varepsilon_{cR}^5} \right); \quad (13)$$

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

де:  $\alpha_k$  – коефіцієнти, що визначаються за рекомендаціями [11];

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

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

$\varepsilon_{cf}$  – відносна деформація бетону на рівні нижньої грані полицки, 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 напруженою 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 напруженою  $M_{sp}$  і поперечною ( $M_{swb}$  і  $M_{swH}$ ) арматурою та стиснутою зоною бетону (звисами полицки  $M_{cdb1}$  та ребром  $M_{cdb}$ ) відносно нейтральної лінії просторового перерізу  $O-O$ , визначаються за формулами:

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

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

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

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

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

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

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

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

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 напруженою арматурою і всіма гілками поперечної арматури відносно тієї ж лінії  $O-O$  – за формулою

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

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  $\varphi$  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 одиночною арматурою.

Якщо ж крутний момент  $T$ , визначений за формулою (30), виявиться меншим від викликаного зовнішнім навантаженням, в такому випадку слід зменшити конструктивно прийнятний 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 одиночним армуванням при згині з крученням 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 кривой 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 кривой 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 крученням на основі нелінійної деформаційної моделі. Дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук за спец. 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди. / Полтава: 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 крученням 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 крученням на основі деформаційної моделі / Ресурсоєкономні 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. СНуП 2.03.01-84\*. Betonnyye y zhelezobetonnyye konstruksii. Normy proektyrovaniya [Concrete and reinforced concrete structures. Design standards]. (1986). Moscva.

2. SNB 5.03.01-02. Konstruksyy betonnyye y zhelezobetonnyye. Normy proektyrovaniya [Concrete and reinforced concrete structures. Design standards]. (2002). Mynsk.

3. SP 52-101-03. Betonnyye y zhelezobetonnyye konstruksyy bez predvartelnogo napriazheniya armatury [Concrete and reinforced concrete structures without prestressing reinforcement.] – 2003. Moscva: Hosstroj Rossyy.

4. DBN V.2.5-98:2009. Konstruksii budinkiv I sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruksii. Osnovni polozhennia proektuvannia [Construction of houses and buildings. Concrete and reinforced concrete structures. General design]. (2009). Kyiv: Minregionbud Ukraini.

5. Faleev L. V. Eksperymentalno-teoretycheskye ysyedovaniya nesushchei sposobnosti zhelezobetonnykh balok priamouholnoho y tavravooho sechenyi, rabotaiushchykh na kosoi

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

**6.** Kuzmenko A. M. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности предварительно напряженных железобетонных элементов прямоугольного сечения при косом изгибе с кручением. Dyssertatsiya na soyskanye uchenoi stepeny kand. tekhn. nauk. – Poltava, 1972. – 230 str.

**7.** Zhorniak N. S. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности предварительно напряженных железобетонных элементов таврового и двутаврового поперечных сечений на косой изгиб с кручением. Dyssertatsiya 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 konstruktzii, budivli ta sporudy. / Poltava: Poltavskiy 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. Hurkovskiy // Collection of scientific works, Kyiv, KNUBA, Vol.59, 121-130.