

## ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА ДІЮ ПОПЕРЕЧНОЇ СИЛИ ЗА РІЗНИМИ НОРМАМИ

Леонід СКОРУК

Київський національний університет будівництва і архітектури,  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037  
skoruk.slm.zbk@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-7362-1348>

**Анотація.** Дія поперечної сили ймовірно є найбільш вивченим видом пошкодження залізо-бетонних конструкцій із звичайною або попере-дно-напруженою арматурою. Однак, деякі пи-тання залишаються невизначеними або спір-ними. На відміну від опору на згин, не існує на-віть однозначної загальноприйнятої розрахун-кової моделі, яка б описувала поведінку конс-трукцій при дії поперечної сили.

В балках поперечна сила здебільшого діє разом із згинальним моментом. Напружений стан у будь-якій точці балки характеризується повними напруженнями – сукупністю нормальних і дотичних напружень.

У точках, де дотичні напруження дорівнюють нулеві, діють головні розтягуючі і головні стискаючі напруження.

Головні майданчики нахилені під кутом  $45^\circ$  і  $135^\circ$  до поздовжньої осі балки. На нейтральній осі балки, де нормальні напруження дорівнюють нулеві, головні напруження за значенням дорівнюють дотичним (сколюючим) напруженням.

Головні стискаючі напруження переважно можуть бути сприйняті бетоном і вони, як правило, не є вирішальними. Найнебезпечнішими є головні розтягуючі напруження. Оскільки бетон погано опирається розтягу, головні розтягуючі напруження спричиняють утворення похилих тріщин. Критерієм їх виникнення є перевищення головними розтягуючими напруженнями міцності бетону на розтяг. Якщо утворюються похилі тріщини, в стінці балки необхідне розміщення відповідної арматури, яка сприймає роз-тяг. Такою арматурою можуть бути або вертикальні, або похилі стержні.

© Л. СКОРУК, 2023



**Леонід СКОРУК**  
доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій,  
к.т.н., доцент

Одним із головним питань у різних методиках розрахунку елементів на дію поперечної сили є питання про те, що її сприймає – лише бетон, лише арматура чи спільно бетон і арматура?

Не дивлячись на деяку ступінь невизначеності, проектування за похилими перерізами можна здійснювати із впевненістю, оскільки прийняті методики розрахунку у різних нормах були перевірені і скореговані на основі великої кількості експериментальних даних.

**Ключові слова.** Поперечна сила; похилий переріз; фермова аналогія; площа поперечної арматури.

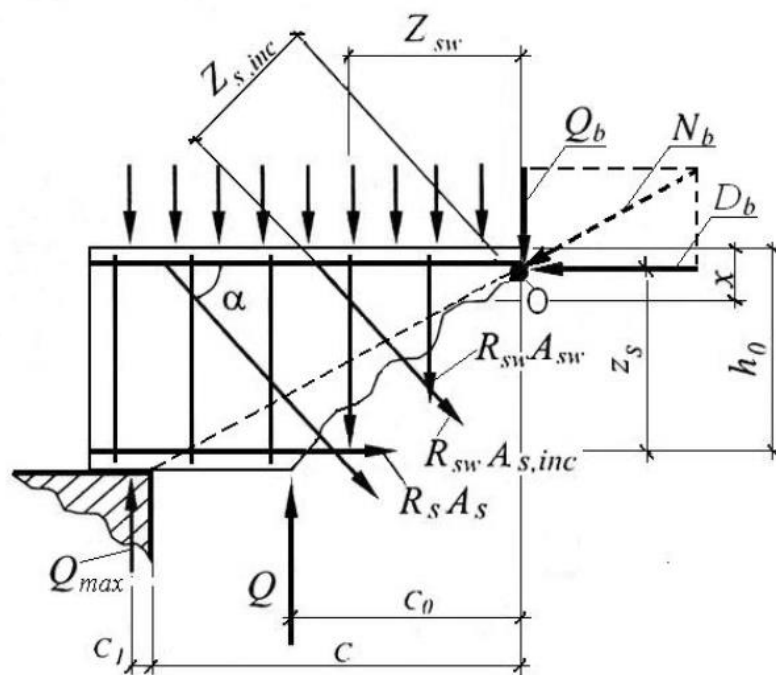
### ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

У нормах [6, 7, 19, 20] розрахунок залізо-бетонних елементів на дію поперечної сили ґрунтується на розрахунковій **моделі похилих перерізів** (рис. 1). Розрахунок на забезпечення міцності по діагональній тріщині у загальному випадку повинен проводитись із сумісного вирішення трьох рівнянь рівноваги внутрішніх і зовнішніх поздовжніх сил і моментів для блоку залізобетонного елемента, виділеного похилими тріщинами ( $\sum N = 0$ ;  $\sum V = 0$ ;

$\sum M = 0$ );). Однак вирішення такої задачі у загальному вигляді, спираючись лише на рівняння рівноваги, є достатньо трудомістким і містить цілий ряд умовностей. Тому для практичних інженерних розрахунків у цьому підході використовується наближений метод, у відповідності з яким розрахунок по стиснутій і розтягнутим зонам похилого перерізу тріщини виконують незалежно один від одного. При цьому для оцінки міцності за стиснутою зоною використовують рівняння рівноваги поперечних сил (1), вважаючи, що руйнування по стиснутій смузі відбувається при переважних деформаціях зсуву, а руйнування по розтягнутій зоні – при переважних деформаціях повороту двох блоків, розділених похилою тріщиною – одного відносно іншого [19].

$$\begin{aligned} Q &\leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} \\ M &\leq M_b + M_{sw} + M_{s,inc} \end{aligned} \quad (1)$$

Відповідно норми [6, 7, 19, 20] розглядають ці два випадки як: а) розрахунок за похилим перерізом на дію поперечних сил та б) розрахунок за похилим перерізом на дію згинальних моментів. Критерієм вичерпання міцності похилих перерізів є досягнення граничних зусиль у стиснутому бетоні над похилою тріщиною і між похилими тріщинами, а також в поперечній і поздовжній арматурі, які перетинають похилі тріщини. Тобто і бетон і арматура одночасно чинять опір зсуву.



**Рис. 1.** Модель похилих перерізів з поперечною арматурою.  
**Fig. 1.** Model of inclined sections with transverse reinforcement.

У нормах EN 1992-1-1 [1, 4, 5, 8-18, 21] розрахунок залізобетонних елементів з поперечною арматурою на дію поперечної сили ґрунтується на **фермовій аналогії**, за допомогою якої можна задовільно визначити переріз поперечної арматури стінок балок. У цьому випадку вся поперечна сила сприймається стійками і розкосами умовної

ферми з шарнірними вузлами, яка складається із похилих стиснутих і розтягнутих розкосів (рис. 2). Діагональний розтяг сприймається арматурою, а стиск – бетоном. розрахунковій моделі похилих перерізів (модель похилих перерізів). Елемент без поперечної арматури має певну міцність на зсув.

Без поперечного армування:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (2)$$

При наявності армування:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$$

Найвні два випадки, в яких методики, які використовуються у різних нормах, відрізняються одна від одної. Перший – це вибір кута нахилу розкосів у фермі. Другий – це питання про те, чи несе розкіс всю поперечну силу або частину цієї сили несе бетон.

Основний принцип вимог до розрахунків полягає в тому, що опір поперечній силі похилого перерізу повинен забезпечуватись бетоном стиснутої зони. Якщо бетон стиснутої зони не забезпечує сприйняття поперечної сили, то за розрахунком вплив поперечної сили повинен сприйматись тільки арматурою (поперечне армування, відігнуті арматурні стрижні, робоче армуванням за нормальними перерізами). Такий принцип дозволяє уникнути "крихкого" руйнування залізобетонних конструкцій за похилими перерізами з непередбаченими наслідками, оскільки таке руйнування, як правило, не дає будь-яких попереджень (надмірна ширина розкриття тріщин, надмірні прогини і таке інше). Відновлення конструкцій при руйнуванні за поперечною силою, як правило, дуже трудомістке, а інколи недоцільне.

Із зазначеного випливає, що розрахунок похилих перерізів згідно [1, 4, 5] виконується в дві стадії. На першій стадії визначаємо, чи достатньо опору бетону стисненої зони для сприйняття поперечної сили. В випадку, коли опору бетону стисненої зони недостатньо, виконуємо розрахунок за другою стадією, в результаті чого визначаємо армування, здатне сприйняти всю величину поперечної сили. Якщо на основі розрахунку за поперечною силою не вимагається поперечна арматура, мінімальне поперечне армування все одно повинно встановлюватись.

Мінімальне поперечне армування може не встановлюватись у таких елементах, як плити (суцільні, ребристі або пустотні), де можливий перерозподіл поперечних навантажень.

Згідно найбільш розповсюдженому підходу  $\cot \theta = 1$  (тобто, розкіс має з віссю балки кут  $45^\circ$ ). Якщо зробити таке припущення, то можна переконатись, що міцність балки з поперечною арматурою у вигляді хомутів недооцінена. Щоб отримати достатньо точний результат, необхідно прийняти опір поперечній силі рівним сумі опору поперечної арматури і міцності бетону. Це означає, що при визначенні опору поперечній силі враховується пластична поведінка конструкції. Такий підхід використовується у нормах BS 8110 [2] та ACI [3].

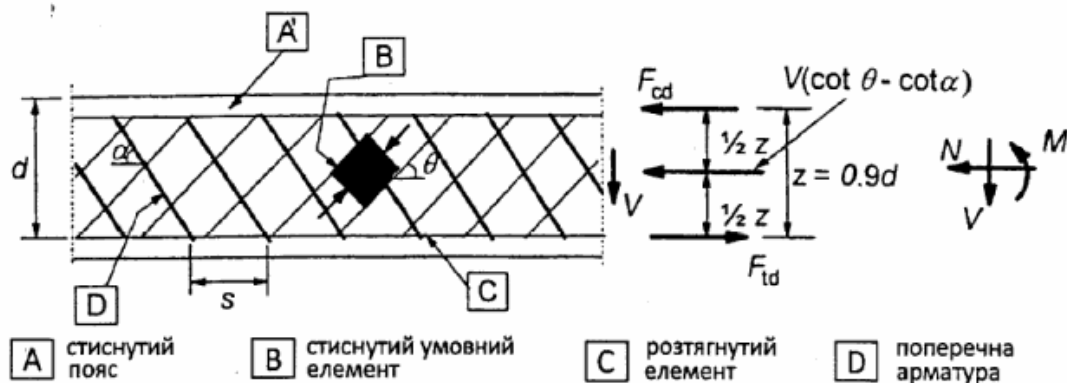


Рис. 2. Ферменна модель і позначення для елементів з поперечною арматурою.

Fig. 2. Truss model and notation for elements with transverse reinforcement.

Норми EN 1992-1-1 [1] та ДБН [4, 5] використовують інший підхід. Згідно такого підходу всю поперечну силу сприймає поперечна арматура, однак кут  $\theta$  може приймати будь-які значення у діапазоні від  $1,0(\cot 45^\circ) \leq \cot \theta \leq 2,5(\cot 21,8)$  (або ж  $45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$ ).

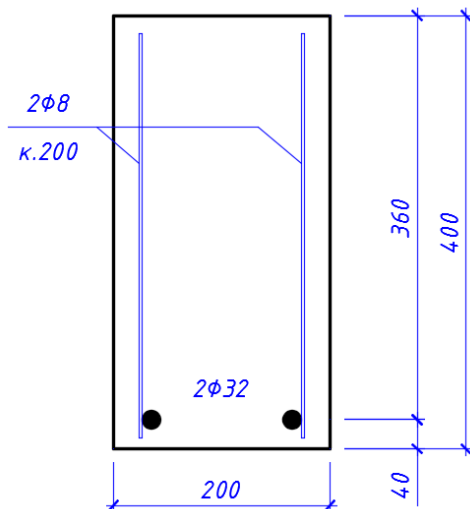
### ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для наглядного представлення результатів розрахунку залізобетонних елементів за поперечною силою за зазначеними вище методиками розглянемо два приклади розрахунку, які наведені у літературі.

Для порівняння розглянемо варіанти розрахунку як за методикою [1, 4, 5, 8-18, 21] коефіцієнти  $K_1$  і  $K_2$ , так і аналогічно за методикою [6, 7, 19, 20] коефіцієнт  $K_3$ .

#### **Задача 7 [8]**

Визначити площу та крок поперечної арматури для балка перерізом  $b_w \times h = 200 \times 400$  мм, яка армована поздовжньою арматурою класу A400С у розтягнутій зоні з площею  $A_s = 1609$  мм<sup>2</sup> ( $f_{yk} = 400$  МПа). Вертикальна поперечна арматура із стержнів класу A240С ( $f_{ywd} = 175$  МПа). Бетон класу C20/25 ( $f_{cd} = 14,5$  МПа,  $f_{ck} = f_{ck,prism} = 18,5$  МПа). Розрахункова поперечна сила біля опори  $V_{Ed} = 81$  кН.



**Рис. 3.** До задачі 7.  
**Fig. 3.** To the task 7.

Рішення:

$$d = h - a = 400 - 40 = 360 \text{ мм}$$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 360 = 324 \text{ мм}$$

$$k = \min \left| \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \\ 2,0 \end{array} \right| = \min \left| \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} \\ 2,0 \end{array} \right| =$$

$$= \min \left| \begin{array}{l} 1,745 \\ 2,0 \end{array} \right| = 1,745$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \min \left| \begin{array}{l} \frac{N_{Ed}}{A_c} \\ 0,2 f_{cd} \end{array} \right| = \min \left| \begin{array}{l} 0 \\ 0,2 \cdot 18,5 \end{array} \right| =$$

$$= \min \left| \begin{array}{l} 0 \\ 3,7 \end{array} \right| = 0$$

$$\rho_1 = \min \left| \begin{array}{l} \frac{A_{s1}}{b_w d} \\ 0,02 \end{array} \right| = \min \left| \begin{array}{l} \frac{1609}{200 \cdot 360} \\ 0,02 \end{array} \right| =$$

$$= \min \left| \begin{array}{l} 0,022 \\ 0,02 \end{array} \right| = 0,02$$

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} =$$

$$= 0,035 \sqrt{1,745^3 \cdot 18,5} = 0,347 \text{ МПа}$$

$$V_{Rd,c} = \max \left( \begin{array}{l} (C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100 \rho_1 f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \\ (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \end{array} \right) =$$

$$= \max \left( \frac{0,18}{1,3} \sqrt[3]{100 \cdot 0,02 \cdot 18,5} \right) 0,2 \cdot 0,36 =$$

$$0,347 \cdot 0,2 \cdot 0,36$$

$$= \max \left( \frac{0,058}{0,025} \right) = 0,058 \text{MH} = 58 \text{кН}$$

$$K1 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{81}{58} = 1,397 > 1,0$$

необхідно армування похилих перерізів розрахунковою поперечною арматурою.

Прийmemo армування  $2\text{Ø}8\text{A}240\text{C}$  з кроком  $s_w = 200$  мм,  $A_s = 2 \cdot 50,3 = 100,6$  мм<sup>2</sup>.

При куті

$$\theta = 21,8^\circ \Rightarrow \tan \theta = 0,5 \Rightarrow \cot \theta = 2,5$$

$$\nu_1 = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556$$

$$V_{Rd,s} = \min \left( \frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{s_w} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \right) =$$

$$= \min \left( \frac{100,6 \cdot 0,324 \cdot 175 \cdot 2,5}{0,2} = \frac{1,0 \cdot 0,2 \cdot 0,324 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{2,5 + 0,4} \right) =$$

$$= \min \left( \frac{71300}{180144} \right) = 71300 \text{H} = 71,3 \text{кН}$$

$$K2 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{81}{71,3} = 1,136 > 1,0$$

поперечної арматури **не достатньо**.

$$K3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c} + V_{Rd,s}} = \frac{81}{58 + 71,3} = 0,626 > 1,0$$

поперечної арматури **достатньо**.

При куті

$$\theta = 45^\circ \Rightarrow \tan \theta = 1,0 \Rightarrow \cot \theta = 1,0$$

$$\nu_1 = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556$$

$$V_{Rd,s} = \min \left( \frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{s_w} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \right) =$$

$$= \min \left( \frac{100,6 \cdot 0,324 \cdot 175 \cdot 1,0}{0,2} = \frac{1,0 \cdot 0,2 \cdot 0,324 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{1,1 + 1,0} \right) =$$

$$= \min \left( \frac{28520}{261208} \right) = 28520 \text{H} = 28,52 \text{кН}$$

$$K2 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{81}{28,52} = 2,84 > 1,0$$

поперечної арматури **не достатньо**.

$$K3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c} + V_{Rd,s}} = \frac{81}{58 + 28,52} = 0,936 \leq 1,0$$

поперечної арматури **достатньо**.

### **Задача 7.1 [9]**

Визначити площу та крок поперечної арматури для балка таврового перерізу  $b_w \times h = 300 \times 600$  мм, яка армована поздовжньою арматурою класу А400С у розтягнутій зоні з площею перерізу  $A_s = 1727$  мм<sup>2</sup> ( $f_{yk} = 400$  МПа). Вертикальна поперечна арматура із стержнів класу А400С ( $f_{ywd} = 285$  МПа). Бетон класу С20/25 ( $f_{cd} = 14,5$  МПа,  $f_{ck} = f_{ck,prism} = 18,5$  МПа). Розрахункова поперечна сила на опорі  $V_{Ed} = 243$  кН.

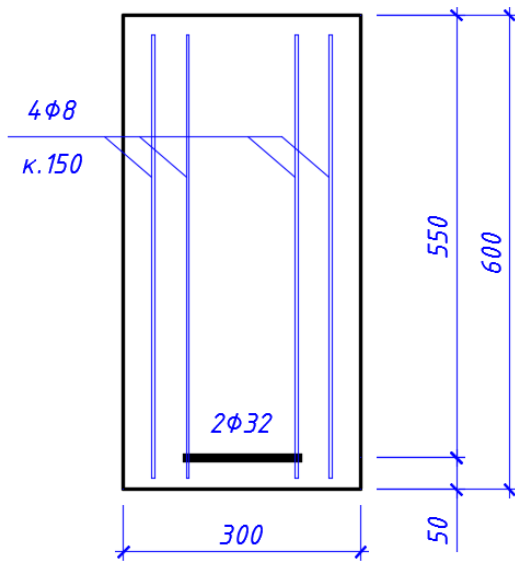


Рис. 4. До задачі 7.1.

Fig. 4. To the task 7.1.

Рішення:

$$d = h - a = 600 - 50 = 550 \text{ мм}$$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 550 = 495 \text{ мм}$$

$$k = \min \left| \frac{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}}{2,0} \right| = \min \left| \frac{1 + \sqrt{\frac{200}{550}}}{2,0} \right| =$$

$$= \min \left| \frac{1,603}{2,0} \right| = 1,603$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \min \left| \frac{N_{Ed}}{A_c} \right| = \min \left| \frac{0}{0,2 \cdot 14,5} \right| = \min \left| \frac{0}{2,9} \right| = 0$$

$$\rho_1 = \min \left| \frac{A_{S1}}{b_w d} \right| = \min \left| \frac{1727}{300 \cdot 550} \right| =$$

$$= \min \left| \frac{0,01048}{0,02} \right| = 0,02$$

$$= \min \left| \frac{0,01048}{0,02} \right| = 0,02$$

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} =$$

$$= 0,035 \sqrt{1,603^3 \cdot 18,5} = 0,306 \text{ МПа}$$

$$V_{Rd,c} = \max \left( \begin{array}{l} (C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \\ (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \end{array} \right) =$$

$$= \max \left( \begin{array}{l} \left( \frac{0,18}{1,3} 1,603^3 \sqrt{100 \cdot 0,01048 \cdot 18,5} \right) 0,3 \cdot 0,55 \\ 0,306 \cdot 0,3 \cdot 0,55 \end{array} \right) =$$

$$= \max \left( \begin{array}{l} 0,098 \\ 0,0505 \end{array} \right) = 0,098 \text{ МН} = 98 \text{ кН}$$

$$K1 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{243}{98} = 2,48 > 1,0$$

необхідно армування похилих перерізів розрахунковою поперечною арматурою.

Прийmemo армування 4Ø8A400C з кроком  $s_w = 150$  мм,  $A_s = 4 \cdot 50,3 = 201,2$  мм<sup>2</sup>.

При куті

$$\theta = 21,8^\circ \Rightarrow \tan \theta = 0,5 \Rightarrow \cot \theta = 2,5$$

$$v_1 = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556$$

$$V_{Rd,s} = \min \left( \begin{array}{l} \frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{s_w} \\ \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \end{array} \right) =$$

$$= \min \left( \begin{array}{l} \frac{201,2 \cdot 0,495 \cdot 285 \cdot 2,5}{0,15} \\ \frac{1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,495 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{2,5 + 0,4} \end{array} \right) =$$

$$= \min \left( \begin{array}{l} 0,473 \\ 0,413 \end{array} \right) = 0,413 \text{ МН} = 413 \text{ кН}$$

$$K2 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{243}{413} = 0,588 \leq 1,0$$

поперечної арматури **достатньо**.

$$K3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c} + V_{Rd,s}} = \frac{243}{107 + 413} = 0,467 \leq 1,0$$

поперечної арматури **достатньо**.

При куті

$$\theta = 45^\circ \Rightarrow \tan \theta = 1,0 \Rightarrow \cot \theta = 1,0$$

$$v_1 = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556$$

$$V_{Rd,s} = \min \left[ \frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{s_w}, \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \right] =$$

$$= \min \left[ \frac{201,2 \cdot 0,495 \cdot 285 \cdot 1,0}{0,15}, \frac{1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,495 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{1,0 + 1,0} \right] =$$

$$= \min \left[ 0,1892, 0,599 \right] = 0,1892 \text{ MN} = 189,2 \text{ kN}$$

$$K2 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{243}{189,2} = 1,284 > 1,0$$

поперечної арматури **не достатньо**.

$$K3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c} + V_{Rd,s}} = \frac{243}{107 + 189,2} = 0,821 \leq 1,0$$

поперечної арматури **достатньо**.

Результати розрахунків та їх порівняння зведемо у таблицю 1, наведену нижче.

**Табл. 1.** Зведені результати розрахунку задач  
**Tabl. 1.** Summary results of tasks

Задача	Кут нахилу похилої	коєф.	коєф.	коєф.
--------	--------------------	-------	-------	-------

	тріщини	K1 за [1, 4]	K2 за [1, 4]	K3 за [6, 7]
Задача 7 [8]	$\theta = 21,8^\circ$	1,397	1,136	0,626
	$\theta = 45^\circ$		2,84	0,936
Задача 7.1 [9]	$\theta = 21,8^\circ$	2,48	0,588	0,467
	$\theta = 45^\circ$		1,284	0,821

## ВИСНОВКИ

В результаті проведених чисельних досліджень розрахунку залізобетонних елементів на дію поперечної сили можна зробити такі висновки:

- 1) необхідно розрізняти розрахунки за похилим перерізом за різними нормами проектування та мати на увазі, що у різні норми закладені різні передумови та ідеї. Так при цьому необхідно розуміти, що одні норми вважають, що поперечну силу сприймає разом бетон, вертикальна поперечна та похила арматура [6, 7], а інші норми вважають, що зрізу чинить опір окремо або тільки бетон, або тільки арматура [1, 4, 5].
- 2) при розрахунку за методикою [1, 4, 5] при наявності поперечної арматури необхідно перевіряти несучу здатність перерізу при різних можливих кутах нахилу похилої тріщини у діапазоні від  $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$ , оскільки від цього може суттєво відрізнитись несуча здатність перерізу.
- 3) розрахунок за методикою EN, ДБН дає більш обережний результат і призводить до більших витрат поперечної арматури ніж аналогічний розрахунок за методикою СНиП і СП.

## ЛІТЕРАТУРА

1. **EN 1992-1-1 Єврокод 2:** Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. – К.: Мінрегіонбуд України 2012. – 312 с. – чинний з 01.07.2013.
2. **BS 8110-1: 1997** Structural use of concrete — Part 1: Code of practice for design and construction – чинний з 15.03.1997. – BSI, 1998. – 152 с.
3. **ACI 318-19.** Building Code Requirements for Structural Concrete (Inch-Pound Units) – American Concrete Institute, 2019. – 623 с. – чинний з 03.09.2019.
4. **ДБН В.2.6-98:2009.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України 2011. – 71с. – чинний з 01.07.2011.
5. **ДСТУ Б В.2.6-156:2010.** Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіон України, 2011. – 118 с. – чинний з 01.06.2011.
6. **СНиП 2.03.01-84\*** Бетонные и железобетонные конструкции. – Госстрой, 1989. – 77 с. – чинний з 01.01.1986 (наразі не діючий).
7. **СП 63.13330.2018** Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – Стандартинформ, 2019. – 118 с. – чинний з 20.06.2019.
8. **Практичний розрахунок** елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84\* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаян, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова та ін.; за заг. ред. В. С. Шмуклера. – Харків: Золоті сторінки, 2015.– 208 с.
9. **Бліхарський З.Я., Кархут І.І.** Розрахунок і конструювання згинальних залізобетонних елементів. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2017. – 188 с.
10. **Бамбура А.М., Сазонова І.Р., Дорогова О.В., Войцехівський О.В.** Проектування залізобетонних конструкцій. *Посібник / За ред. А.М. Бамбура* – Київ: Майстер книг, 2018. – 240 с.
11. **Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В.** Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В. 2.6-98:2009: //Навчальний посібник.- К.:КНУБА, 2012.- 62с.
12. **Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М.** Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів. *Навчальний посібник.-К.:КНУБА, 2017.- 168 с.*
13. **Практичний посібник** із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6-98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. – К.:Талком, 2017. – 627 с.
14. **Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Попов О.В.** Основи проектування елементів залізобетонного каркасу багатоповерхової будівлі. *Навчальний посібник. -К.:КНУБА, 2018.-191с.*
15. **Мурашко Л.А., Клімов Ю.А., Козак О.В.** Розрахунок та конструювання монолітного залізобетонного ребристого перекриття з балковими плитами: *Навчальний посібник.- К.:КНУБА, 2018.-134с.*
16. **Мурашко Л.А., Кінаш Р.І., Левчич В.В.** Розрахунок міцності залізобетонних згинальних елементів за закордонними нормами: *Навч. посібник. – Львів:Видавництво Державного університету «Львівська політехніка», 1999. – 236 с.*
17. **Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2:** Проектирование железобетонных конструкций. Руководство для проектировщиков к EN 1992-1-1 и EN 1992-1-2. Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий. Противопожарное проектирование строительных конструкций. / Э.В. Биби, Р.С. Нараянан. – М.: МГСУ, 2012. – 292 с.
18. **Пецольд Т.М., Тур В.В.** Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования // *Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под ред. проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура.* – Брест, БГТУ, 2003 – 380 с.
19. **Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемыш Л.Л., Никитин И.К.** Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
20. **Залесов А.С., Клімов Ю.А.** Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – К. : Будивельник, 1989. – 104 с.
21. **Toniolo G. and M. di Prisco.** Reinforced Concrete Design to Eurocode 2. *Springer Tracts in Civil Engineering*, 2017. – 836 p.



## REFERENCES

1. **EN 1992-1-1 Yevrokod 2:** Proektuvannia zalizobetonnykh konstruktsii – Chastyna 1-1: Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud. DSTU-N B EN 1992-1-1:2010. – K.: *Minre-hionbud Ukrainy* 2012. – 312 s. – *chynnyi z 01.07.2013.*
2. **BS 8110-1: 1997** Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction – *chynnyi z 15.03.1997.* – BSI, 1998. – 152 s.
3. **ACI 318-19.** Building Code Requirements for Structural Concrete (Inch-Pound Units) – *American Concrete Institute, 2019.* – 623 s. – *chynnyi z 03.09.2019.*
4. **DBN V.2.6-98:2009.** Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. – K.: *Minrehionbud Ukrainy* 2011. – 71s. – *chynnyi z 01.07.2011.*
5. **DSTU B V.2.6-156:2010.** Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia. – K.: *Minrehion Ukrainy, 2011.* – 118 s. – *chynnyi z 01.06.2011.*
6. **SNyP 2.03.01-84\*** Betonnye y zhelezobetonnye konstruktsyy. – *Hosstroj, 1989.* – 77 s. – *chynnyi z 01.01.1986 (narazi ne di-yuchyi).*
7. **SP 63.13330.2018** Betonnye y zhelezobetonnye konstruktsyy. Osnovnye polozhenyia. – Standartynform, 2019. – 118 s. – *chynnyi z 20.06.2019.*
8. **Praktychnyi rozrakhunok** elementiv zalizobetonnykh konstruktsii za DBN V.2.6-98:2009 u porivnianni z rozrakhunkamy za SNyP 2.03.01-84\* i EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / V. M. Babaiev, A. M. Bambura, O. M. Pustovoitova ta in.; za zah. red. V. S. Shmuklera. – *Kharkiv: Zoloti storinky, 2015.* – 208 s.
9. **Blikharskyi Z.Ia., Karkhut I.I.** Rozrakhunok i konstruiuvannia zghynalnykh zalizobetonnykh elementiv. – *Lviv: Vydavnytstvo Lvivskoi politekhniki, 2017.* – 188 s.
10. **Bambura A.M., Sazonova I.R., Dorohova O.V., Voitsekhivskyi O.V.** Proektuvannia zalizobetonnykh konstruktsii. Posibnyk / *Za red. A.M. Bambura – Kyiv: Maister knyha, 2018.* – 240 s.
11. **Murashko L.A., Koliakova V.M., Smorkalov D.V.** Rozrakhunok za mitsnistiu pereriziv normalnykh ta pokhylykh do pozdovzhnoi osi zghynalnykh zalizobetonnykh elementiv za DBN V. 2.6-98:2009: // *Navchalnyi posibnyk.* – K.: *KNUBA, 2012.* – 62s.
12. **Voitsekhivskyi O.V., Zhuravskyi O.D., Baida D.M.** Rozrakhunok zalizobetonnykh konstruktsii z vykorystanniam sproshchenykh diahram deformuvannia materialiv. *Navchalnyi posibnyk.* – K.: *KNUBA, 2017.* – 168 s.
13. **Praktychnyi posibnyk** iz rozrakhunku zalizobetonnykh konstruktsii za diiuchymy normamy Ukrainy (DBN V.2.6-98:2009) ta novymy modeliamy deformuvannia, shcho rozrobleni na yikhniu zaminu / *Bambura A.M., Pavlikov A.M., Kolchunov V.I. ta in. – K.:Talkom, 2017.* – 627 s.
14. **Voitsekhivskyi O.V., Zhuravskyi O.D., Popov O.V.** Osnovy proektuvannia elementiv zalizobetonnoho karkasu bahatopoverkhovoi budivli. *Navchalnyi posibnyk.* – K.: *KNUBA, 2018.* – 191s.
15. **Murashko L.A., Klimov Yu.A., Kozak O.V.** Rozrakhunok ta konstruiuvannia monolitnoho zalizobetonnoho rebrystoho perekryttia z balkovymy plytamy: *Navchalnyi posibnyk.* – K.: *KNUBA, 2018.* – 134s.
16. **Murashko L.A., Kinash R.I., Levchych V.V.** Rozrakhunok mitsnosti zalizobetonnykh zghynalnykh elementiv za zakordonnymy normamy: *Navch. posibnyk.* – *Lviv: Vydavnytstvo Derzhavnogo universytetu «Lvivska politekhnika», 1999.* – 236 s.
17. **Rukovodstvo dlia proektyrovshchykov k Evrokodu 2:** Proektyrovanye zhelezobetonnykh konstruktsiy. Rukovodstvo dlia proektyrovshchykov k EN 1992-1-1 y EN 1992-1-2. Evrokod 2: Proektyrovanye zhelezobetonnykh konstruktsiy. Obschye pravyla y pravyla dlia zdanyi. Protyvopozharnoe proektyrovanye stroytelnykh konstruktsiy. / *Э.В. Быбы, R.S. Naraianan. – М.: МНСУ, 2012.* – 292 s.
18. **Petsold T.M., Tur V.V.** Zhelezobetonnye konstruktsyy. Osnovy teoryi, rascheta y konstruirovanyia // *Uchebnoe posobyie dlia studentov stroytelnykh spe-tsialnostei. Pod red. prof. T.M. Petsolda y prof. V.V. Tura. – Brest, BHTU, 2003* – 380 s.
19. **Zalesov A.S., Kodysh Э.Н., Lemysh L.L., Nyktyyn Y.K.** Raschet zhelezobetonnykh konstruktsiy po prochnosti, treschynostoikeosty y deformatsiyam. – *М.: Stroizdat, 1988.* – 320 s.
20. **Zalesov A.S., Klymov Yu.A.** Prochnost zhelezobetonnykh konstruktsiy pry deistvyi poperechnykh syl. – K. : *Budyvelnyk, 1989.* – 104 s.
21. **Toniolo G. and M. di Prisco.** Reinforced Concrete Design to Eurocode 2. *Springer Tracts in Civil Engineering, 2017.* – 836 p.

## FEATURES OF THE CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER THE ACTION OF TRANSVERSE FORCE ACCORDING TO DIFFERENT STANDARDS

*Leonid SKORUK*

**Summary.** Shear force action is probably the most studied type of damage to reinforced concrete structures with conventional or pre-stressed reinforcement. However, some issues remain unclear or controversial. In contrast to the resistance to bending, there is not even a universally accepted calculation model that would describe the behavior of structures under the action of a transverse force.

In beams, the transverse force mostly acts together with the bending moment. The stressed state at any point of the beam is characterized by total stresses - a set of normal and tangential stresses.

At points where the tangential stresses are equal to zero, the main tensile and main compressive stresses act.

The main platforms are inclined at an angle of  $45^\circ$  and  $135^\circ$  to the longitudinal axis of the beam. On the neutral axis of the beam, where the normal

stresses are equal to zero, the principal stresses are equal in value to the tangential (rocking) stresses.

The principal compressive stresses can mostly be absorbed by the concrete and are not, as a rule, decisive. The main tensile stresses are the most dangerous. Since concrete does not resist tension well, the principal tensile stresses cause oblique cracks to form. The criterion for their occurrence is the excess of the tensile strength of concrete by the main tensile stresses. If inclined cracks are formed, it is necessary to place appropriate reinforcement in the wall of the beam, which perceives tension. Such reinforcement can be either vertical or inclined bars.

One of the main questions in various methods of calculating elements for the action of transverse force is the question of what perceives it - only concrete, only reinforcement, or both concrete and reinforcement?

Despite some degree of uncertainty, the design of inclined sections can be carried out with confidence, since the accepted methods of calculation in various norms have been checked and adjusted on the basis of a large amount of experimental data.

**Keywords.** Transverse force; oblique section; farm analogy; area of transverse reinforcement

*Стаття надійшла до редакції 19.11.2023*