

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ НА АРМУВАННЯ МОНОЛІТНИХ ПЛИТ БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ

Адаменко В.М.

*Київський національний університет будівництва і архітектури,
м. Київ*

Залізобетонні монолітні плити безбалкових перекриттів займають вагомe місце у сучасному каркасно-монолітному та промисловому будівництві. Особливості роботи монолітних плит безбалкових перекриттів на даний час вивчено недостатньо, проте, сфера та об'єми їх застосування досить широкі. Рациональність армування таких плит має прямий вплив на надійність, довговічність та вартість будівництва.

Поява тріщин у залізобетонних монолітних плитах зумовлює принципово якісні та кількісні зміни в їх роботі, які для плит значних прольотів та різновидів діючого навантаження, у багатьох випадках, стають визначальними при призначенні поздовжнього армування.

Діючі норми з розрахунку та конструювання залізобетонних конструкцій ДСТУ Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2 [1] та ДБН В.2.6-98:2009 [2, 3] обмежують тріщиноутворення конструктивно, регламентуючи максимальний крок та діаметр арматури, або за розрахунками ширини розкриття тріщин.

Поздовжнє армування монолітних плит, за вимогами другої групи граничних станів, суттєво залежить від діаметру та кроку розташування арматурних стержнів. Так, зменшення кроку арматурних стержнів зумовлює їх менший діаметр, що призводить до зменшення ширини розкриття тріщин і відповідно до зниження необхідної кількості арматури, за умовами тріщиностійкості.

У ряді випадків, площа армування, прийнята за вимогами тріщиностійкості, за одних і тих же умов, але при різних діаметрах і кроках стержнів, може відрізнятись в декілька разів.

Розрахунок і армування монолітних плит безбалкових перекриттів, які в переважній більшості випадків мають складну форму у плані, являє собою трудомістку задачу і потребує застосування спеціалізованих програмних комплексів.

Таким чином, зважаючи на принципову складність розрахунків і армування, недостатню вивченість роботи монолітних двовісно пра-

цюючих плит, введенням у дію нових норм проектування [1...3] є актуальним питання дослідження впливу тріщиностійкості на армування монолітних плит безбалкових перекриттів.

У даній роботі аналізуються методи розрахунку ширини розкриття тріщин двовісно працюючих плит та на основі методики норм ДСТУ Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2 [1] виконано дослідження впливу тріщиностійкості на підбір поздовжнього армування монолітних плит безбалкових перекриттів.

Відповідно до норм ДСТУ Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2 [1], ширина розкриття тріщин w_k визначається із залежності:

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (1)$$

де: $S_{r,max}$ – максимальна відстань між тріщинами; ε_{sm} – середня деформація арматури; ε_{cm} – середня деформація бетону між тріщинами.

У випадках, коли арматурні стержні розташовані достатньо близько у межах розтягнутої зони ($s \leq 5(c + \varnothing/2)$), максимальна відстань між тріщинами визначається із виразу:

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{p,eff}, \quad (2)$$

де: $k_1 \dots k_4$ – коефіцієнти, які враховують характеристики зчеплення арматури, розподіл деформацій та інші фактори; c – захисний шар бетону; \varnothing – діаметр арматурного стержня; $\rho_{p,eff}$ – співвідношення.

Коли відстань між арматурними стержнями перевищує $5(c + \varnothing/2)$ або якщо зчеплена арматура у розтягнутій зоні відсутня, максимальна відстань між тріщинами приймається рівною:

$$S_{r,max} = 1,3 \cdot (h - x) \quad (3)$$

де: h – висота перерізу; x – відстань до нейтральної осі перерізу.

Для двовісно армованих конструкцій, максимальну відстань між тріщинами норми Єврокод 2 [1] пропонують визначати із залежності:

$$S_{r,max} = 1 / \left(\frac{\cos \theta}{S_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{S_{r,max,z}} \right), \quad (4)$$

де: θ – кут між напрямком арматури по осі y і головними розтягуючими напруженнями; $S_{r,max,y}$; $S_{r,max,z}$ – відстань між тріщинами за напрямками осей y та z ;

Різниця середніх деформацій арматури та бетону визначається із виразу:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \left(\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) \right) / E_s \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (5)$$

де: σ_s – напруження у розтягнутій арматурі для перерізу з тріщиною; k , – коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження; a_e – відношення E_s/E_{cm} .

Норми ДБН В.2.6-98:2009 [2, 3] пропонують визначати ширину розкриття тріщин аналогічно, відповідно до Єврокод 2 [1].

Таким чином, наявність двовісного напруженого стану, норми Єврокод 2 [1] враховують за рахунок коригування максимальної відстані між тріщинами за залежністю (4).

У програмному комплексі «ЛІРА-САПР 2013» підбір поздовжньої арматури плит виконується окремо по міцності і окремо по тріщиностійкості. Підбір арматури по міцності відповідно до вимог Єврокод 2 [1] реалізовано на основі методу Вуда-Армера.

Після того, як поздовжнє армування із умов міцності підібрано, ПК «ЛІРА-САПР 2013» виконує перевірку вимог норм стосовно обмеження ширини розкриття тріщин за напрямками армування x та y , для кожного сполучення навантажень. У даному випадку, користувачу пропонується задати діаметр або крок армування. За замовчанням ПК «ЛІРА-САПР 2013» приймає крок арматурних стержнів 100 мм. Якщо ширина розкриття тріщин перевищує допустимі значення, переріз арматури у відповідному напрямку збільшується із кроком 5% до виконання необхідних умов.

У якості об'єкту дослідження впливу тріщиностійкості на поздовжнє армування прийнято монолітні плити безбалкових перекриттів. Для числових обчислень, монолітну плиту прийнято товщиною 200 мм, виготовлену із бетону класу С 20/25. Захисний шар бетону $a = 20$ мм. Арматура періодичного профілю, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа. Плита перекриття армована верхньою і нижньою фоновими сітками із стержнів Ø12 (16) та кроком $S = 200$ мм. Найбільш навантажені зони армовані додатковими стержнями Ø12, 16, 20 та кроком $s = 200$ мм, відповідно загальний крок стержнів складає $s = 100$ мм.

Дані параметри досить широко застосовуються при конструюванні монолітних плит безбалкових перекриттів (фонові сітки із стержнів Ø12, з кроком 200x200 мм). Необхідність застосування фонових сіток із стержнів Ø16, з кроком 200x200 мм, виникає при розрахунках каркасу на прогресуюче руйнування.

Область можливих значень згинальних моментів у безбалковому перекритті встановлена за результатами розрахунків монолітної плити багатоповерхового каркасу товщиною 200 мм, з кроком пілонів у межах 3...7 м, за допомогою ПК «ЛІРА-САПР 2013».

Характеристичне значення навантаження на 1 м^2 монолітного перекриття на першому кроці прийнято на рівні $10,3 \text{ кН/м}^2$ (у т.ч. $1,5 \text{ кН/м}^2$

– корисне навантаження на перекриття). Відповідне значення для першої групи граничних станів за ДБН [6] склало $14,54 \text{ кН/м}^2$ (з урахуванням коефіцієнта відповідальності $\gamma_n=1,25$ за ДБН [7]) та для граничного стану ULS (STR) за ДСТУ Н Б EN [4, 5] – $15,46 \text{ кН/м}^2$. Для урахування інших варіантів завантаження перекриття (залежно від призначення будівлі) варіювали величиною корисного навантаження.

Таким чином, область можливих значень згинальних моментів у монолітному перекритті прийнята в межах до 120 кНм.

Підбір площі перерізу поздовжньої арматури виконано за вимогами норм Єврокод 2 [1], з умови обмеження ширини розкриття тріщин відповідно до табл. 7.1N [1], як для конструкцій класу впливу XC2...XC4, на рівні $w_{max}=0,3 \text{ мм}$.

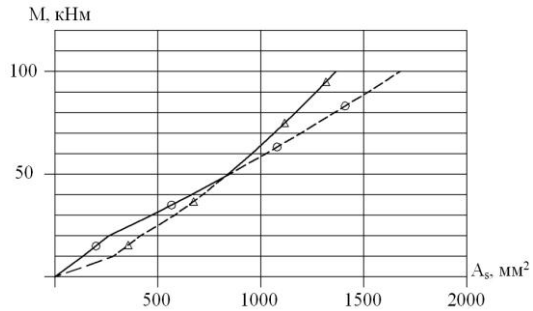
На рис. 1а...1в приведені величини необхідної площі поздовжньої арматури монолітних плит безбалкових перекриттів із умов тріщиностійкості, обчислені залежно від значень згинальних моментів, для арматурних стержнів $\varnothing 12, 16, 20$ та кроків $S = 100, 200 \text{ мм}$.

За результатами підбору встановлено, що необхідна площа арматури при кроці стержнів 100 мм, за незначних величин моментів, перевищує площу необхідної арматури при кроці стержнів 200 мм близько 23%, що суперечить наявним експериментальним даним. Відмітимо, що даний результат спостерігається для усіх стержнів, площа перерізу яких не відповідає прийнятому сортаменту (при прийнятих діаметрах і кроках площа арматури не можлива, тобто відповідає іншим значенням діаметрів і кроків).

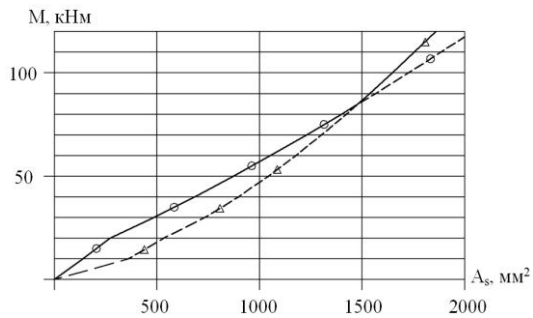
Таким чином, залежності норм ДСТУ Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2 [1], для випадків розрахунку площі поздовжньої арматури монолітних плит із умов тріщиностійкості, яка виходить за межі прийнятого сортаменту, призводять до завищення перерізу арматури.

На рис. 1г величини необхідної площі поздовжньої арматури монолітних плит безбалкових перекриттів приведені за виключенням площ, які виходять за межі прийнятого сортаменту.

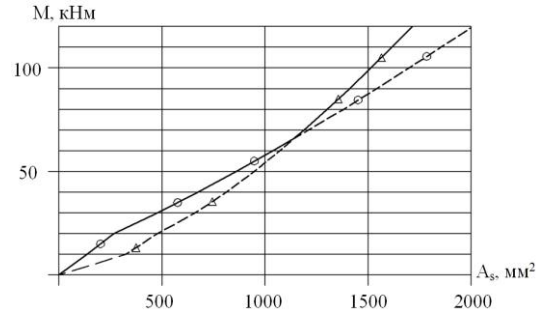
Із аналізу рис. 1г випливає, що при розташуванні поздовжньої арматури з кроком 200 мм, діаметр арматурних стержнів монолітних плит безбалкових перекриттів не має впливу на величини необхідного поздовжнього армування, визначеного із умов тріщиностійкості.



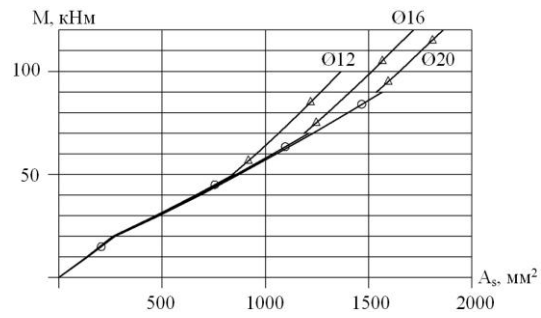
а)



б)



в)



г)

○ — - крок 200 мм; △ — - крок 100 мм; — — — — у межах сортаменту; - - - - - поза межами сортаменту.

Рис. 1. Площа поздовжньої арматури залежно від діючого навантаження:

а) Ø 12; б) Ø 16; в) Ø 20; г) Ø 12, 16, 20.

У випадку розташування поздовжньої арматури з кроком 100 мм, необхідна площа поздовжнього армування монолітних плит безбалкових перекриттів, визначена із умов тріщиностійкості, зростає для стержнів Ø16 у середньому на 11,5%, стержнів Ø20 у середньому на 20,6% порівняно із арматурними стержнями Ø12.

Висновок. За результатами проведеного дослідження встановлено наступне:

- поздовжнє армування монолітних плит безбалкових перекриттів визначене з умов тріщиностійкості, суттєво залежить від діаметру та кроку арматурних стержнів. Зі збільшенням діаметру стержнів, необхідна площа поздовжнього армування із умов тріщиностійкості зростає, для стержнів Ø20 близько 20% порівняно із арматурою Ø12.

- розрахунковий апарат норм Єврокод 2 [1], у частині розрахунку ширини розкриття тріщин, для випадку, коли площа перерізу арматури не відповідає прийнятному сортаменту, призводить до суттєвого зростання обчисленої ширини розкриття тріщин. Виходячи із цього, при конструюванні плит, поздовжнє армування слід призначати з урахуванням величин діаметрів і кроків арматурних стержнів, які приймались у розрахунках.

Summary

Methods of calculation of crack width are analyzed and according to active standard DSTU N B EN 1992-1-1:2010 Eurocode 2 influence of crack growth resistance on calculation of longitudinal reinforcement area of mushroom slab constructions is investigated.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). - Введ. з 2013-07-01. – 312 с. 2. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. -Київ: Мінрегіонбуд, 2011. – 71 с. 3. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд, 2010. – 166 с. 4. ДСТУ Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій. Зміна №2 (EN 1990:2002, IDT). 5. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1-1:2002, IDT). 6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбудархітектури України. –К.: Сталь, 2006. – 59 с. 7. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.