

УДК 624.012.35

ВПЛИВ РІВНЯ ЗАВАНТАЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ ПРИ КОСОМУ ЗГИНАННІ НА ВИСОТУ ЇЇ СТИСНУТОЇ ЗОНИ В ПЕРШІЙ СТАДІЇ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ

ВЛИЯНИЕ УРОВНЯ ЗАГРУЖЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ ПРИ КОСОМ ИЗГИБЕ НА ВИСОТУ ЕЕ СЖАТОЙ ЗОНЫ В ПЕРВОЙ СТАДИИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ

COMPRESSION ZONE DEPTH CHANGING IN PHASE ONE OF THE STRESS-STRAIN STAGE OF BIAXIAL BENDED REINFORCED CONCRETE BEAMS

Павликов А.М., д.т.н., проф., (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава)

Павликов А.Н., д.т.н., проф., (Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава)

Pavlikov A.N., Sc.D., Professor (Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava)

Запропоновано методику дослідження зміни висоти стиснутої зони бетону та отримана залежність з обчислення її значення для залізобетонних балок, які зазнають першу стадію напружено-деформованого стану при косому згинанні.

Предложено методику исследования изменения высоты сжатой зоны бетона и получена зависимость для расчета ее значения в железобетонных балках, испытывающих первую стадию напряженно-деформированного состояния при косом изгибе.

A method for analysis of compression zone depth changing is presented. Formula for calculation of its value in phase one of stress-strain stage of biaxial bended reinforced concrete beams is derived.

Ключові слова:

Залізобетонна балка, косо згинання, висота стиснутої зони.

Железобетонная балка, косо изгиб, высота сжатой зоны.

Reinforced concrete beam, biaxial bending, depth of compression zone.

Вступ. Практично усі залізобетонні конструкції в умовах експлуатації зазнають складного деформування. І причин цього більше ніж достатньо: це і не співпадання площини дії зовнішнього навантаження з площинами головних осей інерції перерізу елемента, і відхилення фактичних розмірів поперечного перерізу від проектних, на це впливає неточність розташування арматури, пошкодження елементів, неоднорідність бетону і таке інше. Пропозиції в сучасних нормативних документах [1, 2] щодо розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів при двовісному впливові згинальних моментів та поздовжніх сил, наведені. Але їх застосування в інженерній практиці громіздке, оскільки приводить до складних задач математичного характеру. Що ж стосується розрахунків залізобетонних конструкцій на такі впливи за граничними станами другої групи, то для розв'язання таких задач рекомендації норм практично відсутні. А це говорить про те, що вдосконалення розрахунків залізобетонних конструкцій з урахуванням їх складного деформування є актуальною задачею. І один із напрямків її розв'язання може бути проведення досліджень впливу рівня завантаження на положення нейтральної лінії в залізобетонних елементах при їх складному деформуванні.

Аналіз останніх досліджень. Розрахунки залізобетонних балкових елементів за граничними станами другої групи розроблялась багатьма вченими. Їм присвячені результати як теоретичних, так і експериментальних досліджень, котрі, зокрема, викладені у багатьох нормативних та наукових джерелах ([1 – 5] та інші). Процес зміни висоти стиснутої зони упродовж завантаження залізобетонних елементів, що зазнають плоского згинання, викладені в [5]. Але обґрунтованості наскільки отримані результати прийнятні для елементів при косому згинанні не наведено.

Загальна мета дослідження полягає в тому, щоб показати, у якій мірі висота стиснутої зони в залізобетонних елементах, які зазнають косоного згинання, залежить від рівня її завантаження і на цій основі отримати вираз для обчислення її значення упродовж існування першої стадії напружено-деформованого стану у балкових елементах при косому згинанні.

Виклад основного матеріалу. Дослідження залежності впливу рівня завантаження на висоту стиснутої зони при косому згинанні розглянемо на прикладі балки прямокутного поперечного перерізу (рис. 1).

Для будь-якої стадії напружено деформованого стану косо деформованої залізобетонної балки розподіл напружень у стиснутій та розтягнутій зонах поперечного перерізу в площині, перпендикулярній до осі X , використовуючи з норм [1, 2] відому залежність $\sigma_c - \eta$ можна представити відповідно у вигляді таких функціональних залежностей:

$$\sigma_{ct}(y, \eta_m, \dots) = f_{cm} \eta_{cm} y (KX - \eta_{cm} y) / X [X + (K-2)\eta_{cm} y], \quad (1)$$

$$\sigma_{ctt}(y, \eta_m, \dots) = f_{ctm} \eta_{ct,m} y (KX_t - \eta_{ct,m} y) / X_t [X_t + (K-2)\eta_{ct,m} y]. \quad (2)$$

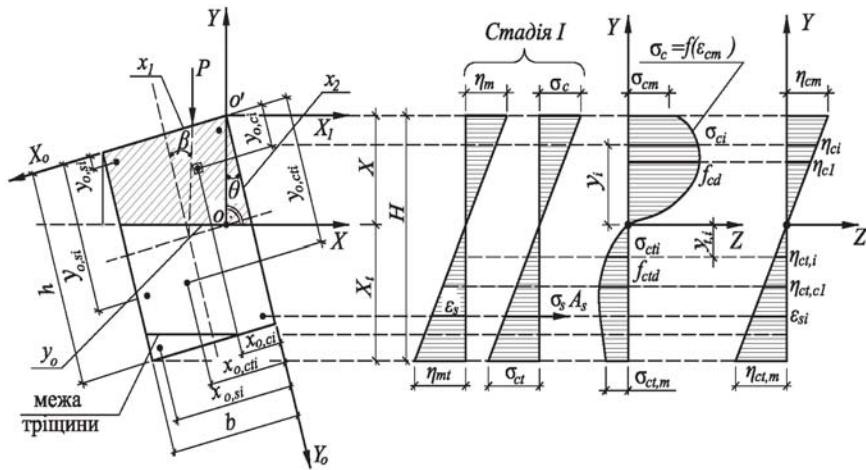


Рис. 1. Схема напружено-деформованого стану залізобетонної балки в поперечному перерізі залежно від рівня її завантаження

Умову рівноваги $\Sigma Z=0$ усіх зусиль в перерізові, з урахуванням застосованих в залежностях (1) та (2) позначень, представимо так:

$$\Sigma N_{si} (A_{si}, X, \eta_{cm}, \dots) + N_{ct} (X_t, \eta_{ct,m}, \dots) - N_c (X, \eta_{cm}, \dots) = 0. \quad (3)$$

Для наведеної на рисунку 1 розрахункової схеми напружено-деформованого стану у поперечному перерізі косо деформованої залізобетонної балки рівнодійні напружень у бетоні стиснутої та розтягнутої зон бетону при будь-якому рівні завантаження відповідно будуть визначатись за такими залежностями:

$$N_c = \iint_{A_c} \frac{f_{cm} \eta_{cm} y (KX - \eta_{cm} y)}{X (X + (K-2) \eta_{cm} y)} dA_c = \frac{f_{cm} b X}{2 \cos \theta} (2 - \gamma_c) \omega_c, \quad (4)$$

$$N_{ct} = \iint_{A_{ct}} \frac{f_{ctm} \eta_{ct,m} y (KX_t - \eta_{ct,m} y)}{X_t (X_t + (K-2) \eta_{ct,m} y)} dA_{ct} = \frac{f_{ctm} b X_t}{2 \cos \theta} (2 - \gamma_{ct}) \omega_{ct}. \quad (5)$$

У залежностях (4) та (5) величини ω_c та ω_{ct} являють собою функціонально виражені від рівнів деформування η_{cm} і η_{ctm} (рис. 1) коефіцієнти повноти епюр напружень відповідно в бетоні стиснутої та розтягнутої зон поперечного перерізу. Для обчислення їх значень отримані формули, котрі мають такий загальний вигляд:

$$\omega = \frac{2\eta_m}{3} \left\{ \left[\left(1 - \frac{\eta_m}{2} \right) - \gamma \left(1 - \frac{\eta_m}{4} (2 - \gamma) \right) \right] + \frac{1}{2 - \gamma} \right\}, \quad (6)$$

при цьому у даній формулі застосовано позначення $b\text{Sin}\theta/X = X_t/X = \gamma$, а також слід брати до уваги, що $\eta_m = \eta_{cm}$ для $\omega = \omega_c$ і $\eta_m = \eta_{ct,m}$ для $\omega = \omega_{ct}$.

Отримана формула (6) разом із залежностями (1) – (5) дозволяє для складно деформованих ЗБЕ легко прослідкувати за явищем переходу однієї форми стиснутої зони в іншу, а також виявити залежність зміни висоти стиснутої зони X залежно від рівня навантаження, який у даному випадку буде характеризуватися рівнем напруження стиснутої зони залізобетонної балки σ_c / f_{cd} . Так, із рисунка 1 видно, що стиснута зона у вигляді трапеції утворюється з прямокутної при повороті нейтральної лінії залежно від факторів, які на такий поворот впливають. Поворот нейтральної лінії може здійснюватись до граничних її положень, коли з трапеції утворюється трикутник ($X_t = X = b\text{Sin}\theta$, $\gamma = 1$) або прямокутник ($\theta = 0$, $\gamma = 0$). Тобто, якщо у формулу (6) підставити відповідні значення γ (залежно від X і θ або β), то одержимо формули повноти епюр для прямокутної та трикутної форм стиснутих зон

Використовуючи формули (4) та (5) рівняння (3), з метою дослідження зміни положення висоти X , можна записати у такому вигляді:

$$\Sigma N_{si} - \frac{f_{cm} b X}{2 \text{Cos}\theta} (2 - \gamma_c) \omega_c + \frac{f_{ctm} b X_t}{2 \text{Cos}\theta} (2 - \gamma_{ct}) \omega_{ct} = 0 \quad (7)$$

При рівнях завантаження залізобетонної балки до моменту утворення в ній тріщин, тобто при $\eta_{cm} < 1$ із залежностей (1) та (2) будемо мати, що напруження у найбільш стиснутій фібрі, для якої $y = X$, $\sigma_{ci} = \sigma_c < f_{cm}$. Аналогічно в розтягнутій зоні бетону у найбільш розтягнутій фібрі, для якої $y = |X_t|$ напруження $\sigma_{cti} = \sigma_{ct} < f_{ctm}$. Тобто, ми матимемо епюру напружень, що відповідає стадії I напружено-деформованого стану в нормальному перерізі косо деформованого залізобетонного елемента. Для дослідження в цій стадії зміни положення нейтральної лінії, з метою спрощення математичних перетворень у рівнянні (7), приймемо допущення $\theta = 0$, котре не суперечать наведений розрахунковій схемі рисунка 1 та викладеним вище залежностям. При цьому отримаємо, що коефіцієнт $\gamma = 0$; $f_{cm} = \sigma_c$, а $f_{ctm} = \sigma_{ct}$. У результаті рівняння (7) приводиться до такого:

$$\Sigma N_{si} - \sigma_c b X \omega_c + \sigma_{ct} b X_t \omega_{ct} = 0. \quad (8)$$

Якщо врахувати, що для стадії I напружено-деформованого стану в нормальному перерізі косо деформованого залізобетонного елемента для

прийнятого допущення $\omega_c \approx 0,5$ і $\omega_{ct} \approx 0,5$, то рівняння (8) можна записати так:

$$\sigma_s \rho_f b H - 0,5 \sigma_c b X + 0,5 \sigma_{ct} b X_t = 0, \quad (9)$$

де σ_s – середнє значення напружень в арматурних стержнях; ρ_f – коефіцієнт армування для поздовжньої арматури.

Виразимо у рівнянні (9) величини σ_s та σ_{ct} через σ_c , урахувавши, що на ділянці стиснутої зони бетону відносні деформації в арматурі $\varepsilon_s = \varepsilon_c$, а в розтягнутій зоні бетону $\varepsilon_s = \varepsilon_{ct}$, а також вважатимемо, що висота H практично являє собою робочу висоту, тобто $X/H = \xi$. Ураховуючи ці зауваження із рисунка 1 отримаємо:

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{H-X}{X}; \quad \varepsilon_s = \frac{(H-X)\varepsilon_c}{X} = \frac{(1-\xi)\varepsilon_c}{\xi}, \quad (10)$$

$$\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_c} = \frac{H-X}{X}; \quad \varepsilon_{ct} = \frac{(H-X)\varepsilon_c}{X} = \frac{(1-\xi)\varepsilon_c}{\xi}. \quad (11)$$

Узявши до уваги відомі залежності $\sigma_s = \varepsilon_s E_s$, $\alpha = E_s/E_c$, $\sigma_{ct} = \varepsilon_{ct} E_c$ та $\sigma_c = \varepsilon_c E_c$ вирази між деформаціями (10) та (11) можна представити у вигляді залежностей між напруженнями:

$$\sigma_s = (1 - \xi) \sigma_c \alpha / \xi, \quad (12)$$

$$\sigma_{ct} = (1 - \xi) \sigma_c / \xi, \quad (13)$$

після підстановки котрих у рівняння (9) останнє перетворюється у рівняння в деформаціях:

$$\xi^2 - 2(1 - \xi)\alpha\rho_f - (1 - \xi)^2 = 0, \quad (14)$$

розв'язання якого відносно ξ , – відносної висоти стиснутої зони, – дає таку залежність:

$$\xi = (0,5 + \alpha \rho_f) / (1 + \alpha \rho_f). \quad (15)$$

Аналогічний результат був отриманий в роботі [5] для роботи балки при плоскому згинанні, як окремого його випадку при косому деформуванні.

У стадії, коли повинна утворитись перша тріщина (стадія I-a), епюра напружень в бетоні стиснутої зони за формою практично не змінюється, залишаючись трикутною, а епюра напружень в бетоні в розтягнутій зон набуває вигляду майже прямокутника. Відповідно до таких умов напружено-

деформованого стану в нормальному перерізі косо деформованої балки рівняння рівноваги (9) з урахуванням 7.3.3.2 [1] приймає такий вигляд:

$$2 \alpha f_{cm} \rho_f b H - 0,5 \sigma_c b X + f_{cm} b X_t = 0. \quad (16)$$

Розв'язання рівняння (16) приводить до формули (15). Таким чином висота стиснутої зони X протягом стадії I (включно і в стадії 1-а) практично має постійне значення, котре залежить лише від пружно-пластичних властивостей α бетону та арматури та коефіцієнта армування ρ_f . При цьому, як показує аналіз залежності (15), значення відносної висоти стиснутої зони для можливих сполучень α та ρ_f незначно перевищує 0,5. Аналогічний результат був отриманий в роботі [5], але для випадку роботи балки при плоскому згинанні, що говорить про єдність методик досліджень.

Висновки. На основі теоретичних досліджень у даній роботі показано, що при застосуванні передбачених у нормах [1, 2] передумов розрахунків залізобетонних елементів за граничними станами другої групи значення висоти їх стиснутої зони впродовж стадії I і 1-а при косому деформуванні практично не залежить від рівня завантаження. можна Обчислювати значення висоти можна за формулою (15).

1. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. 2. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. 3. Горик А.В. Экспериментально-теоретические исследования трещиностойкости косоизгибаемых предварительнo-напряженных керамзитожелезобетонных элементов прямоугольного сечения / А.В. Горик, М.С. Торяник // Изв. вузов. Стр-во и архитектура: сб. науч. трудов. – 1980. – №10. – 19 – 24. 4. Павліков А.М. Застосування діаграми стану бетону в розрахунках моменту утворення тріщин / А.М. Павліков, Д.Ф. Федоров // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 271 – 276. 5. Вахненко П.Ф. Современные методы расчета железобетонных конструкций на сложные виды деформаций / П.Ф. Вахненко. – К. : Будівельник, 1992. – 112 с. 6. Федоров Д.Ф. Деформативність і тріщиностійкість косо зігнутих залізобетонних елементів прямокутного профілю з урахуванням нелінійних властивостей бетону: автореф. дис.. на здобуття наук. ступеня канд.. техн.. наук : спец. 05.23.01 – будівельні конструкції будівлі та споруди / Д.Ф. Федоров ; Полтава: ПолтНТУ. – 3013. – 22 с.