

А. М. ПАВЛІКОВ, О. А. КРУПЧЕНКО (Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка)

РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК У ЗАКРИТИЧНІЙ СТАДІЇ РОБОТИ БЕТОНУ

В статті наведені відомості про методику розрахунку міцності залізобетонних конструкцій в нормальних перерізах, яка ґрунтується на реальній діаграмі деформування бетону, адаптовану до розрахунків сталезалізобетонних балок. Продемонстрована задовільна збіжність експериментальних даних із теоретичними.

Ключові слова: залізобетонна конструкція, нормальний переріз, деформування бетону, діаграма

В статье приведены сведения о методике расчета прочности железобетонных конструкций в нормальных сечениях, которая основана на реальной диаграмме деформирования бетона, адаптированной к расчетам сталезалезобетонных балок. Продемонстрирована удовлетворительная сходимость экспериментальных данных с теоретическими.

Ключевые слова: железобетонная конструкция, нормальное сечение, деформирование бетона, диаграмма

The article deals with the procedure of strength calculation of normal section reinforced concrete structures; the procedure is based on the elective diagram of concrete deformation and is adapted to the calculation of still reinforced concrete beams. The experimental data comply with the theoretical ones.

Keywords: reinforced concrete structures, normal section, concrete deformation, diagram

Вступ

Останнім часом поряд з існуючими методиками розрахунку залізобетонних конструкцій широкого розповсюдження набувають методики, котрі ґрунтуються на реальних діаграмах деформування матеріалів з урахуванням характеру і тривалості дії навантаження [1, 2]. Такий підхід дозволяє більш точно описувати не тільки граничний стан елемента, а й отримати залежність розвитку деформацій зі збільшенням навантаження. Використання таких методик дозволяє об'єктивніше враховувати фізичні особливості роботи матеріалів, а також точніше оцінювати напружено-деформований стан та міцність залізобетонних елементів. Основи такої моделі широко застосовуються в закордонній практиці, включені в міжнародні нормативні документи, впроваджуються в державні норми проектування залізобетонних і бетонних конструкцій.

Аналіз останніх досліджень і публікацій

Аналіз останніх досліджень і публікацій показує, що методики, в основу яких покладена деформаційна модель, також можна використовувати для розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. Зокрема для сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом (рис. 1) [3, 4]. При застосуванні деформаційної моделі суттєвими є значення гранич-

них фібрових деформації бетону ε_{bu} , які різними дослідниками визначаються по різному і коливаються в широкому діапазоні. Так, наприклад, для класу бетону В40 $\varepsilon_{bu} = 2,42 \times 10^{-3} \dots 3,2 \times 10^{-3}$. Тобто значення ε_{bu} коливаються в широких межах, це значно впливає на кінцеві результати розрахунків. У методиці запропонованій у [1] східна гілка діаграми деформування бетону обмежується величиною η_u – рівнем відносних фібрових деформацій бетону, що обчислюється аналітично.

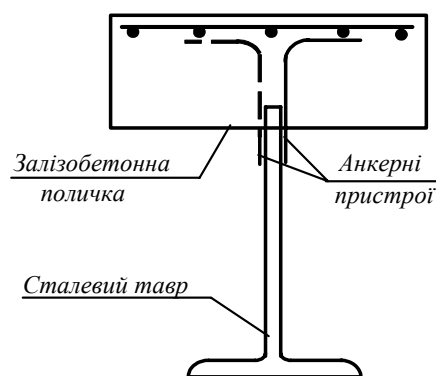


Рис. 1. Поперечний переріз сталезалізобетонної балки

Формулювання цілей статті

В даній статті поставлено за мету розрахувати сталезалізобетонні двотаврові балки

(див. рис. 1) за методикою наведеною в [1] і порівняти результати розрахунків із даними експериментів.

Виклад основного матеріалу

У розробленій методиці розрахунку міцності сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом використано діаграму стану бетону на стиск $\sigma_b - \varepsilon_b$ (рис. 2) в такому вигляді:

$$\frac{\sigma_i}{R_b} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (1)$$

де $\eta = \varepsilon_{bm} / \varepsilon_{bR}$ – рівень деформації крайньої фібри; $k = \frac{E_b \varepsilon_{bR}}{R_b}$ – коефіцієнт пружно-пластичних властивостей бетону; $\varepsilon_{bR} = 0,0007 R_b^{0,31}$ – деформації у вершині діаграми на рис. 2.

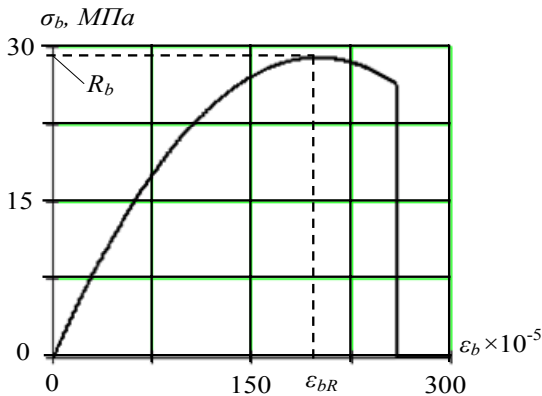


Рис. 2. Повна діаграма залежності $\sigma_b - \varepsilon_b$ стиснутого бетону

Для поперечного перерізу, зображеного на рис. 1, де верхня полицка виготовлена із бетону класу В40, коефіцієнт k становить 2,006. Використовуючи залежність $\eta_u - k$, наведену в [1], відповідно матимемо, що $\eta_u = 1,27$. А максимальне значення фібрових деформацій бетону стиснутої полицки: $\varepsilon_{bm} = \varepsilon_{bR} \eta_u$.

Використовуючи гіпотезу плоских перерізів в досліджуваних конструкціях відповідно до рис. 3, деформації на межі нижньої грані стиснутої залізобетонної полицки і сталевій стінки:

$$\varepsilon_f(X) = \frac{\varepsilon_{bm} h_1(X)}{X}. \quad (2)$$

Відповідно деформації крайнього розтягнутого волокна сталевого тавра:

$$\varepsilon_{sm}(X) = \frac{\varepsilon_{bm} (h_2(X) + t_f)}{X}. \quad (3)$$

Деформації на межі сталевій стінки і сталевій полицки:

$$\varepsilon'_f(X) = \frac{\varepsilon_{bm} h_2(X)}{X}. \quad (4)$$

Маючи значення деформацій в характерних точках поперечного перерізу, можна визначити зусилля, які виникають в кожній із його складових. Відповідно до [1], зусилля в стиснутій залізобетонній полицці (рис. 3):

$$N_b(X, \eta_{bm}) = R_b X B_f \omega(\eta_{bm}), \quad (5)$$

де $\omega(\eta_{bm})$ – коефіцієнт повноти епюри напружень в бетоні.

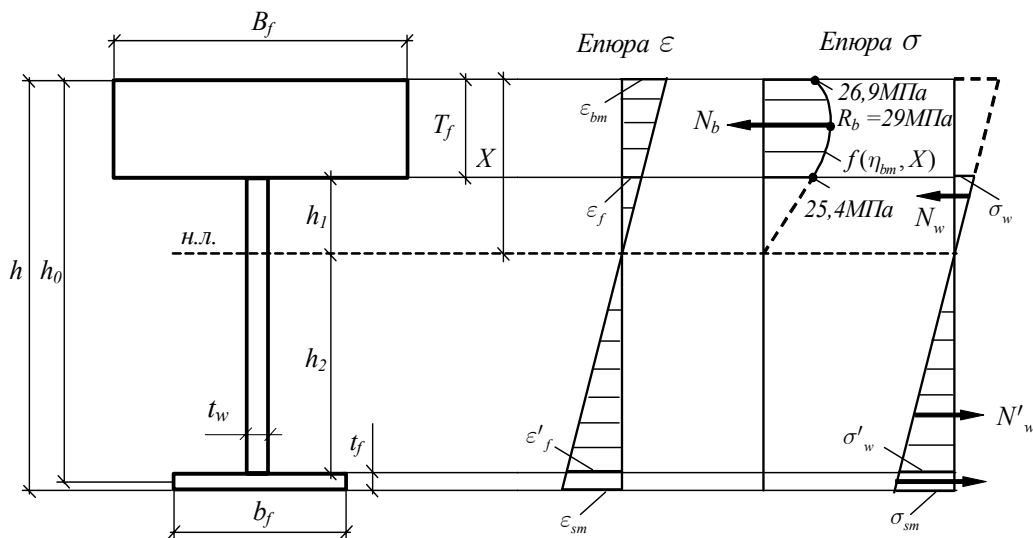


Рис. 3. До розрахунку міцності сталезалізобетонних двотаврових балок в нормальних перерізах

Для даного поперечного перерізу сталезалізобетонної балки (рис. 3), де на стиск працює залізобетонна поличка і частина сталеві стінки, як впливає із формули 4.72 [1] :

$$\omega(\eta_{bm}) = \omega(\eta_{bu}) = \frac{1}{\eta_{bm}} \int_{\eta_f}^{\eta_{bm}} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} d\eta. \quad (6)$$

Рівень відносних деформацій бетону на нижній грані залізобетонної полички

$$\eta_f(X) = \frac{\varepsilon_f(X)}{\varepsilon_{bR}}. \quad (7)$$

Зусилля в стиснутій частині сталеві стінки

$$\begin{aligned} N_{\omega}(X, \eta_{bm}) &= \frac{1}{2} \sigma_{\omega}(X) h_1(X) t_{\omega} = \\ &= \frac{1}{2} \varepsilon_f(X) E_s h_1(X) t_{\omega}, \end{aligned} \quad (8)$$

де, σ_{ω} – напруження в сталевій стінці на межі із залізобетонною поличкою; E_s – модуль пружності сталі.

Зусилля в розтягнутій частині сталеві стінки

$$\begin{aligned} N'_{\omega}(X, \eta_{bm}) &= \frac{1}{2} \sigma'_{\omega}(X) h_2(X) t_{\omega} = \\ &= \frac{1}{2} \varepsilon_f'(X) E_s h_2(X) t_{\omega}, \end{aligned} \quad (9)$$

де, σ'_{ω} – напруження в сталевій стінці на межі із нижньою поличкою.

Зусилля в розтягнутій сталевій поличці:

$$N'_f(X, \eta_{bm}) = \sigma_{sm}(X) t_f b_f = \varepsilon_{sm}(X) E_s t_f b_f, \quad (10)$$

де σ_{sm} – напруження в найбільш розтягнутому волокні сталеві полички.

Тут для спрощення прийнято, що форма епюри напружень прямокутна, а не трапецієподібна.

Використовуючи умову:

$$N_b(X) + N_{\omega}(X) - N'_{\omega}(X) - N'_f(X) = 0, \quad (11)$$

визначено значення висоти стиснутої зони X . Остаточо максимальний згинальний момент опору балки дії зовнішнього навантаження

$$\begin{aligned} M_u &= N_b \left(h_0 - \frac{T_f}{2} \right) + N_{\omega} \left(h_0 - T_f - \frac{1}{3} h_1 \right) - \\ &- N'_{\omega} \left(\frac{1}{3} h_2 + \frac{t_f}{2} \right). \end{aligned} \quad (12)$$

У формулі (12) момент визначається відносно центра ваги нижньої сталеві полички. Рівнодійна в стиснутій залізобетонній поличці прикладена посередині висоти полички, оскільки напруження в її верхній грані становить 26,9 МПа, в нижній грані – 25,4 МПа при екстремумі 29 МПа. За розглянутою методикою розраховано сталезалізобетонну двотаврову балку (див. рис. 1 і 3), максимальний внутрішній момент опору балки дії зовнішнього навантаження при руйнуванні дорівнює 44,1 кНм, висота стиснутої зони – 10,6 см. За експериментальними даними для балок різних серій (16 балок однакового поперечного перерізу) максимальний момент коливався в межах 42,9...46,25 кНм, а висота стиснутої зони – 10...11 см [3, 4].

Висновок

Запропонована методика може використовуватись для розрахунку сталезалізобетонних конструкцій і зокрема для двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом, оскільки досить точно описує напружено деформований стан таких елементів, та дає достатньо задовільну збіжність теоретичних розрахунків з експериментом.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Павліков, А. М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії [Текст]: монографія / А. М. Павліков. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – 259 с.
2. Роговой, С. И. Нелинейное деформирование в теории железобетона и расчет прочности нормальных сечений [Текст] / С. И. Роговой. – Полтава, 2002. – 183 с.
3. Стороженко, Л. І. Розрахунок згинальних сталезалізобетонних двотаврових елементів із залізобетонним верхнім поясом [Текст] / Л. І. Стороженко, В. А. Кириченко, О. А. Крупченко // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: зб. наук. пр. – К.: НДІБК, 2008. – Вип. 70. – С. 43-51.
4. Крупченко, О. А. Напружено-деформований стан та міцність сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / О. А. Крупченко. – Полтава: ПолтНТУ, 2008. – 197 с.

Надійшла до редколегії 28.04.2011.

Прийнята до друку 12.05.2011.