

УДК 625.014.37

Канд. техн. наук Ю.В. Глазунов,

Y. Glazunov

**МІЦНІСТЬ БЕТОНУ ПРИ ЗОВНІШНЬОМУ АРМУВАННІ
КОНСТРУКЦІЙ**

STRONG OF BETON BY INCULCATE OUTWARD ARMATURA

Представив д-р техн. наук, професор А.А. Плугін

Постановка проблеми у загальному вигляді, її зв'язок з важливими науковими та практичними завданнями. З розвитком виробничих сил у галузі будівництва виникає необхідність упровадження все більш ефективних і економічних конструкцій. Бетон у поєднанні зі сталюю арматурою виявляється основним матеріалом для житлово-громадянського, промислового, енергетичного, транспортного та сільськогосподарського будівництва.

Відомо, що основні напрямки прогресу в сучасних будівельних конструкціях належним чином пов'язані з проблемою економії сталі. Заміна сталевих конструкцій залізобетонними надає можливість економити сталь, але це не завжди пов'язано з економією грошових коштів. Тому поряд з пошуками успішно конкуруючих рішень у залізобетоні стимулюється розвиток інших комплексних матеріалів і конструкцій, зокрема сталобетонних.

Збірні та монолітні конструкції із зовнішнім армуванням одержали розповсюдження в різних галузях будівництва в нашій країні та за кордоном. Цьому сприяли розширення галузі застосування залізобетону (у тому числі для спеціальних споруд енергетичного та гідротехнічного будівництва), техніко-економічна ефективність таких конструкцій, а також можливість використання зовнішньої арматури як опалубки при монолітному способі будування.

Концентроване розташування листової арматури на зовнішніх гранях сталобетонних конструкцій дозволяє знизити їх масу, зменшити розміри перерізу порівняно з залізобетонними конструкціями та одержати економію сталі при однаковій висоті.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. У роботах [1-3] зазначено важливість впровадження конструкцій із зовнішнім армуванням як найбільш

економічних конструкцій порівняно з традиційними залізобетонними. Економічність таких конструкцій забезпечується за рахунок більш раціонального використання матеріалів.

У науковій праці [1] відмічено, що армування бетону зовнішньою оболонкою сприяє підвищенню міцності такого конструктивного елемента, як сталобетон. Досягаються найкращі показники щодо роботи бетону при навантаженні, у результаті чого зменшуються усадочні деформації і підвищується опір бетону дії агресивного середовища.

У роботі [2] надано дослідження фізико-механічних властивостей матеріалів, які знаходяться у складі сталобетонних конструкцій. Показано вплив матеріалів на несучу здатність і деформації сталобетонних елементів. Визначено геометричні характеристики поперечного перерізу конструкції зі сталобетону. Показано теоретичні рішення для оцінки напружено-деформованого стану згинаючих стержнів з урахуванням об'ємного напруженого стану бетонного ядра.

У роботах [3-5] розроблено методику розрахунку сталобетонних елементів прямокутного поперечного перерізу на міцність при осьовому стиску. Показано взаємодію сталюї оболонки і бетонного ядра, яке працює в умовах об'ємного напруженого стану зі змінними параметрами деформування. Наведено чисельні розрахунки напружено-деформованого і граничного стану перерізу сталобетонної конструкції.

Основний матеріал статті. Метою дослідження є проведення експериментально-теоретичних досліджень впливу способів передачі зовнішнього поздовжнього навантаження на несучу здатність сталобетонних колон прямокутного перерізу.

Основне завдання, яке необхідно було вирішити у наведеному дослідженні, таке:

- розроблення способу розрахунку сталобетонних конструкцій на центральне

стиснення при передачі поздовжнього навантаження на кожний конструктивний елемент окремо;

- визначення наявності сил зчеплення між бетоном і сталлю та їх вплив на несучу здатність сталобетонних колон;

- перевірка міцності сталобетонних балочних конструкцій при роботі на згин з визначенням сил зсуву по площині з'єднання листової арматури і бетону по довжині балки;

- одержання експериментальних даних про вплив способів передачі поздовжнього навантаження на характер деформування та зруйнування сталобетонних колон.

У даній роботі розроблено способи розрахунку сталобетонних конструкцій при різних виявах зовнішнього поздовжнього навантаження. Експериментальними дослідженнями виявлено вплив способів прикладення зовнішнього поздовжнього навантаження на несучу здатність сталобетонних конструкцій і надано порівняння з теоретичними результатами.

Експериментальні дослідження сталобетонних зразків проведено на осьове стиснення при передачі поздовжнього навантаження на бетон і сталь одночасно; на сталюю обойму в зразку, заповненому бетоном; на сталюю обойму в зразку без бетонного ядра.

При таких способах передачі навантажень на поздовжніх сторонах пластин обойми згинальні моменти відсутні. Це дозволяє розглядати металеву обойму як окремі шарнірно оперті пластини, завантажені в поздовжньому і в поперечному напрямках. При цьому припускається, що односторонні контактні зв'язки між заповнювачем і обоймою не перешкоджають згину пластин назовні.

Для експериментальних досліджень було виготовлено 4 серії зразків, висота яких – 500 мм. Відношення розмірів поперечних перерізів в/а складають 1,0; 1,3; 1,6; 2,0. Товщина оболонки 2; 3,1; 3,8; 4,1 мм. Оболонки виготовлялись з двох

сталевих листів, зігнутих у вигляді швелерів і зварених по всій довжині.

Для вищезазначених матеріалів були проведені стандартні випробування. Міцність і деформації бетону на стиснення визначались за результатами випробувань кубів $100 \times 100 \times 100$ мм і призм. Характеристики деформацій і міцності при розтягуванні бетону визначались на зразках $40 \times 40 \times 80$ мм. Деформації в бетонних призмах фіксувались поздовжніми і поперечними тензодатчиками в середньому перерізі по довжині кожної призми.

Характеристики міцності та деформацій сталі отримано в результаті випробувань на розтягування штаби з такими розмірами: $500 \times 40 \times 2$; $500 \times 20 \times 2$; $500 \times 40 \times 4$ мм, які були вирізані з оболонок сталобетонних колон. Деформації при цьому визначались тензодатчиками та оптичними тензометрами.

Сталобетонні колони випробувались на гідравлічному пресі ПММ-250. Опорні пристосування забезпечували шарнірну схему закріплення зразка. Спеціальні захоплювачі дозволяли випробовувати колони з різним поперечним перерізом. У процесі випробувань вимірювались поздовжні і поперечні деформації. Для цього в зразках по всьому периметру середнього по довжині перерізу наклеювались тензодатчики в поперечному та поздовжньому напрямках.

Центрування колон у процесі випробування виконували згідно з показниками тензодатчиків. Колони завантажувались етапами з витримками для зняття показників вимірювальних приладів. Відрахування по приладах починали знімати з початку навантаження.

Розглянемо приклад передачі сили одночасно на сталь і бетон (рис. 1).

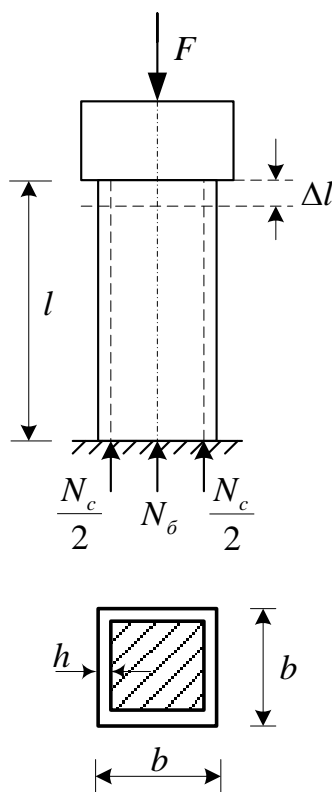


Рис. 1. Приклад передачі сили одночасно на сталь і бетон

Запишемо умови рівноваги:

$$N_c + N_{\bar{\sigma}} = F \quad (1)$$

Умова сумісності деформацій:

$$\Delta l_c = \Delta l_{\bar{\sigma}};$$

$$\frac{N_c l}{E_c A_c} = \frac{N_{\bar{\sigma}} l}{E_{\bar{\sigma}} A_{\bar{\sigma}}} \quad (2)$$

Площа перерізу оболонки:

$$A_c = 2bh + 2(b - 2h)h = 4h(b - 2h) \quad (3)$$

Площа перерізу бетону:

$$A_{\bar{\sigma}} = (b - 2h)^2 \quad (4)$$

Враховуючи вирази (3) і (4) з умови (2) маємо таке значення:

$$N_{\bar{\sigma}} = N_c \frac{E_{\bar{\sigma}}(b - 2h)}{4hE_c} \quad (5)$$

Зміна розмірів при поперечній деформації:

$$\varepsilon'_{\bar{\sigma}} = \nu_{\bar{\sigma}} \varepsilon_{\bar{\sigma}}, \varepsilon'_c = \nu_c \varepsilon_c$$

Враховуючи, що $\varepsilon_{\bar{\sigma}} = \varepsilon_c$, а $\nu_{\bar{\sigma}} < \nu_c$, то $\varepsilon'_{\bar{\sigma}} < \varepsilon'_c$.

Розмір поперечного перерізу бетону після деформації (рис. 2) визначається так:

$$b'_c = b_{\bar{\sigma}} \cdot \varepsilon'_c = b_{\bar{\sigma}} \nu_c \varepsilon_c = b_{\bar{\sigma}} \nu_c \frac{N_c}{E_c A_c} = \frac{\nu_c N_c}{E_c} \cdot \frac{b_{\bar{\sigma}}}{A_c} = \frac{\nu_c N_c}{E_c} \cdot \frac{1}{b - 2h} \quad (6)$$

Внутрішній розмір поперечного перерізу оболонки:

$$b'_c = b_{\bar{\sigma}} \cdot \varepsilon'_c = b_{\bar{\sigma}} \nu_c \varepsilon_c = b_{\bar{\sigma}} \nu_c \frac{N_c}{E_c A_c} = \frac{\nu_c N_c}{E_c} \cdot \frac{1}{4h} \quad (7)$$

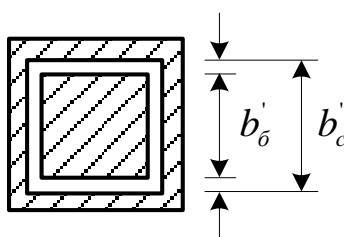


Рис. 2. Поперечний переріз бетону після деформації

Зчеплення бетону зі сталлю оболонкою:

$$\frac{b'_c - b_{\bar{\sigma}}}{2} = \frac{\nu_c N_c}{E_c} \cdot \frac{1}{4h} - \frac{\nu_{\bar{\sigma}} N_{\bar{\sigma}}}{E_{\bar{\sigma}}} \cdot \frac{1}{b - 2h} = \frac{\nu_c N_c}{E_c} \cdot \frac{1}{8h} - \frac{\nu_{\bar{\sigma}} N_{\bar{\sigma}}}{E_{\bar{\sigma}}} \cdot \frac{1}{2(b - 2h)} \quad (8)$$

Пластини, які входять до обойми, можуть утратити стійкість. За відсутності бетонного ядра, коли стискальні напруження могли б дорівнювати своєму критичному значенню, починалось би випинання і поперечні перерізи обойми могли б скривитися. Тоді поздовж кутів між стінками обойми, що випинає, не буде згинальних моментів, і кожна стінка

знаходиться в умовах стисненої прямокутної пластинки з вільно опертими краями [1]. За наявності ж бетонного ядра деформація при випинанні буде іншою (рис. 3), у зв'язку з чим стінку обойми необхідно розглядати як стиснену пластинку з поздовжніми защемленими краями (рис. 4).

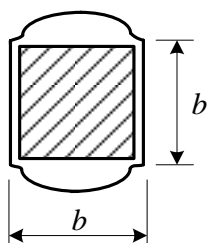


Рис. 3. Деформація при випинанні пластинки

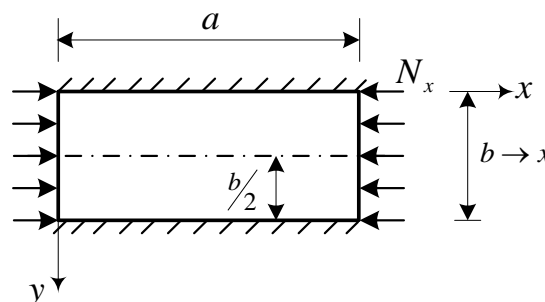


Рис. 4. Стиснена пластинка з поздовжніми защемленими краями

Диференціальне рівняння зігнутої поверхні пластинки при цьому буде мати такий вигляд:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = - \frac{N_x}{D} \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \quad (9)$$

Далі розглянемо розв'язання у такому вигляді:

$$\omega = f(y) \sin \frac{m \pi x}{a}, \quad (10)$$

що задовольняє граничні умови

$$\omega = 0 \text{ и } M_x = \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + M \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) = 0$$

при $x = 0$ і $x = a$.

Якщо підставити вираз (10) у вираз (9) і скоротити на $\sin(m \pi x / a)$, одержимо

$$\frac{\partial^4 f}{\partial y^4} - 2\left(\frac{m\pi}{a}\right)^2 \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} + \left[\left(\frac{m\pi}{a}\right)^2 - \frac{\sigma_x h}{D}\right] \left(\frac{m\pi}{a}\right)^2 f = 0 \quad (11)$$

Від рівняння (9) в окремих похідних переходимо до звичайного диференціального рівняння. Інтегрування рівняння (11) в даному випадку не дуже важке, у більш складних задачах воно може бути виконано за допомогою різних наближених методів, наприклад метода Бубнова-Галеркіна.

Повертаємось до рівняння (11) та уведемо таке позначення:

$$\frac{m\pi}{a} = \lambda \quad (12)$$

Вважаючи, що

$$\alpha = \sqrt{\lambda\left(\lambda + \sqrt{\frac{\sigma_x h}{D}}\right)}, \quad \beta = \sqrt{\lambda\left(\sqrt{\frac{\sigma_x h}{D}} - \lambda\right)}, \quad (13)$$

одержимо інтеграл рівняння (11) у такому вигляді:

$$f(y) = C_1 ch \alpha y + C_2 sh \alpha y + C_3 \cos \beta y + C_4 \sin \beta y \quad (14)$$

Система має розв'язок за умови рівності нулю визначника системи:

$$(ch \alpha b - \cos \beta b)^2 - \left(sh \alpha b + \frac{\beta}{\alpha} \sin \beta b \right) \left(sh \alpha b - \frac{\alpha}{\beta} \sin \beta b \right) = 0 \quad (15)$$

З рівняння (13) маємо

$$\alpha^2 + \beta^2 = 2\lambda \sqrt{\frac{\sigma_x h}{D}}, \quad \alpha^2 - \beta^2 = 2\lambda^2 \quad (16)$$

Використовуючи рівняння (15) і (16), визначаємо критичне напруження [4]. Введемо такі позначення:

$$\xi = \frac{ab}{2}; \quad \eta = \frac{\beta b}{2} \quad (17)$$

Рівняння (16) набуває такого вигляду:

$$\sigma_x = \frac{D}{h} \frac{4}{\pi^2 b^2} \left(\frac{a}{mb}\right)^2 (\xi^2 + \eta^2)^2; \quad (18)$$

$$\xi^2 - \eta^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{mb\pi}{a} \right)^2 \rightarrow \xi = \sqrt{\eta^2 + \frac{\pi^2}{2} \left(\frac{mb}{a} \right)^2} \quad (19)$$

Визначаємо величини ξ і η з рівняння (19) і за формулою (18) знаходимо критичне значення σ_x .

Подамо критичне напруження як

$$\sigma_{кр} = K \frac{\pi^2 D}{b^2 h}, \quad (20)$$

де

$$K = \frac{4}{\pi^2} \left(\frac{a}{mb} \right)^2 (\xi^2 + \eta^2)^2. \quad (21)$$

Знаходимо значення $\frac{a}{mb}$, при якому $K \rightarrow \min$.

Маємо

$$\frac{a}{mb} = 0.663, \eta = 2.05186, \xi = 3.92894 \text{ і } K_{\min} = 6.968.$$

Тоді, наприклад, при $b = 40$ см, $h = 0.5$ см, $E = 2 \cdot 10^5$ МПа, $\nu = 0.3$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 0.5^3 \cdot 10^{-6}}{12(1-0.3^2)} = 2289 \text{ м},$$

$$\sigma_{кр} = 6.968 \frac{\pi^2 \cdot 2289}{40^2 \cdot 10^{-4} \cdot 0.5 \cdot 10^{-2}} \cdot 10^{-6} = 196.8 \text{ МПа}.$$

Критична сила

$$F_{кр} = \sigma_{кр} A_c = 196.8 \cdot 10^6 \cdot 10^{-3} \cdot 4 \cdot 0.5 (40 - 2 \cdot 0.5) \cdot 10^{-4} = 1535 \text{ кН}.$$

Якщо $N_c = F_{кр}$, то за виразом (5) для класу бетону міцністю В25:

$$N_{\sigma} = 1535 \frac{30 \cdot 10^3 (40 - 2 \cdot 0.5)}{2 \cdot 10^5 \cdot 4 \cdot 0.5} = 4490 \text{ кН}.$$

Визначаємо напруження в бетоні:

$$\sigma_{\sigma} = \frac{N_{\sigma}}{A_{\sigma}} = \frac{4490 \cdot 10^3}{(40 - 2 \cdot 0.5)^2 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = 29.52 \text{ МПа} > 25.$$

При $N_{\sigma}^{пред} = 25 \cdot 10^6 \cdot 10^{-3} \cdot 39^2 \cdot 10^{-4} = 3802.5 \text{ кН}$

$$N_c = \frac{3802.5 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 4 \cdot 0.5}{30 \cdot 10^3 \cdot 39} = 1300 \text{ кН}.$$

Граничне навантаження:

$$F_{np} = N_c + N_{\sigma} = 1300 + 3802.5 = 5102.5 \text{ кН}.$$

При даному навантаженні бетон не бере участі в його прийнятті, і воно все передається на оболонку. А оскільки $F_{np} > F_{кр}$ ($5102.5 > 1535.0$), оболонка втрачає стійкість.

«Відшаровування» бетону, враховуючи вираз (8), при граничному навантаженні $F_{np} = 5102.5 \text{ кН}$:

$$\frac{b'_c - b'_{\sigma}}{2} = \frac{0.3 \cdot 1300 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{2 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 8 \cdot 0.5 \cdot 10^{-2}} - \frac{0.18 \cdot 3802.5 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{30 \cdot 10^3 \cdot 10^6 \cdot 2(40 - 2 \cdot 0.5) \cdot 10^{-2}} =$$

$$\frac{3.9}{80} - \frac{0.18 \cdot 3802.5}{600 \cdot 39} = 0.04875 - 0.02925 = 0.0195 \text{ мм};$$

$$\varepsilon_{\sigma} = \frac{N_{\sigma}}{E_{\sigma} A_{\sigma}} = \frac{3802.5 \cdot 10^3}{30 \cdot 10^3 \cdot 10^6 \cdot 39^2 \cdot 10^{-4}} = 0.083 \dots \cdot 10^{-2};$$

$$\varepsilon_{\sigma} = \frac{N_c}{E_c A_c} = \frac{1300 \cdot 10^3}{2 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 4 \cdot 0.5 \cdot 39 \cdot 10^{-4}} = 0.083 \dots \cdot 10^{-2}.$$

Для випробуваного зразка (рис. 5):

$$A_{\sigma} = (13 - 2 \cdot 0.2)^2 = 158.76 \text{ см}^2,$$

$$A_c = 4 \cdot 0.2(13 - 2 \cdot 0.2) = 10.08 \text{ см}^2.$$

При $\frac{a}{mb} = 0.663$, $m = \frac{a}{0.663b} = \frac{50}{0.663 \cdot 13} = 5.8$ півхвилі.

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)} = \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 0.2^3 \cdot 10^{-6}}{12(1 - 0.3^2)} = \frac{800}{5.46} = 146.5 \text{ Нм}.$$

$$\sigma_{кр} = 6.968 \frac{\pi^2 \cdot 146.5}{13^2 \cdot 10^{-4} \cdot 0.2 \cdot 10^{-2}} \cdot 10^{-6} = 298 \text{ мПа.}$$

$$F_{кр} = \sigma_{кр} A_c = 298.08 \cdot 10.08 \cdot 10^{-4} \cdot 10^6 \cdot 10^{-3} = 300.05 \text{ кН.}$$

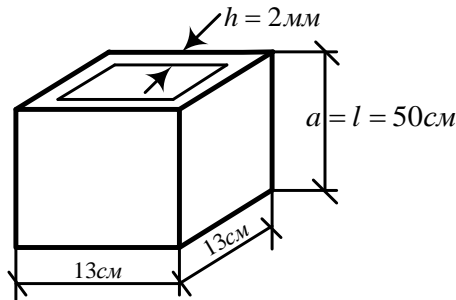


Рис. 5. Схема випробуваного зразка

При $N_c = F_{кр}$

$$N_{\sigma} = 300.46 \frac{30 \cdot 10^3 (13 - 2 \cdot 0.2)}{2 \cdot 10^5 \cdot 4 \cdot 0.2} = 710 \text{ кН;}$$

$$\sigma_{\sigma} = \frac{710 \cdot 10^3}{(13 - 2 \cdot 0.2)^2 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = 44.7 \text{ мПа} > 36 \text{ мПа.}$$

Навантаження на зразок визначається так:

$$F_{np} = N_{\sigma}^{кр} + N_c = 572 + 242 = 814 \text{ кН.}$$

Навантаження, при якому зразок зруйнувався:

$$F_{on} = 880 \text{ кН.}$$

$$\Delta F = \frac{880 - 814}{814} \cdot 100 = 8 \%.$$

Перевищення дослідного навантаження від розрахункового на 8% пояснюється збільшенням границі міцності бетону при твердінні (тужавленні) в обоймі без доступу повітря.

Слід зазначити, що при більшій товщині сталевих стінок колони руйнування оболонки буде відбуватися без втрати стійкості стінки. Порядок визначення навантаження, при якому буде

руйнування, у цьому випадку повинен виконуватись за іншою схемою [5].

На ділянці від початку навантаження і до ступеня досягнення значення максимальної сили зчеплення $F_{зч}$ зв'язок між дотичними напруженнями і деформаціями граничного шару прямолінійний. Процес видавлювання бетонної призми супроводжується, як правило, підвищенням навантаження над граничним, яке характеризує збільшення сил зчеплення в 1,2-3 рази.

Зростання навантаження при видавлюванні може бути пояснено недосконалістю внутрішньої поверхні оболонки (непрямолінійністю стінок, різними поперечними розмірами оболонки по довжині і т. ін.) і силами тертя, які відбуваються в результаті стиснення металевої оболонки бетоном. Цьому стисненню сприяє ущільнення бетону вібуванням. Недосконалості, які виникають при виготовленні, потребують додаткових зусиль для продавлювання бетонної призми.

Експериментальними дослідженнями підтверджено висновки теоретичної частини стосовно підвищення міцності сталобетонних конструкцій порівняно із залізобетонними. У сталобетонних конструкціях наявність обойми, опірній переміщенню бетону в поперечному напрямку, призводить до збільшення міцності бетону, а наявність заповнювача усередині оболонки збільшує її стійкість. Бетон і сталь у такому поєднанні створюють найбільш сприятливі умови для одночасного сприймання навантаження.

Висновки і перспективи подальшого використання. На основі проведеного аналізу теоретичних та експериментальних досліджень зроблено

висновок, що застосування сталобетону є ефективним у конструкціях, працюючих на осьове стиснення, а також в елементах, які підлягають згину і позацентровому стисненню. При цьому, порівняно із залізобетонними, сталобетонні конструкції мають підвищену несучу здатність, жорсткість, тріщиностійкість, а порівняно з металевими – меншу металомісткість.

Результати випробувань сталних оболонок у зразках без бетонного ядра показали, що розрахунки критичних напружень і границі несучої здатності надають збиткову, порівняно з експериментальними результатами, відносну помилку, яка не перевищує 15 %. Те, що одержані експериментальним шляхом значення критичних напружень менше від теоретичних, можна пояснити наявністю початкових недосконалостей у реальних стержнях.

Несуча здатність оболонок із заповнювачем перевищує несучу здатність порожніх оболонок у середньому в 1,7 разу. Цей результат підтверджує, що заповнювач, який перешкоджає місцевій втраті стійкості, перетворює роботу оболонки на схему чотирьох шарнірно-опертих пластин [3]. Бетонне ядро і оболонка зв'язані між собою силами зчеплення дискретно по довжині і перерізу.

Порівняння теоретичних і експериментальних даних показало, що максимальна розбіжність не перевищує 9,2 %.

Використання в будівництві сталобетонних колон прямокутного перерізу, в основу конструкції яких покладено розроблені способи розрахунків, дозволяє при більших навантаженнях та обмежених розмірах поперечних перерізів знизити витрату сталі на 28-35 % порівняно із залізобетонними колонами.

Список літератури

1. Грушко, И.М. Повышение прочности и выносливости бетона [Текст] / И.М. Грушко, А.Г. Ильин, Э.Д. Чихладзе – Харьков: Изд-во при Харьковском гос. университете, 1986. – 150 с.

2. Стороженко, Л.І. Сталезалізобетонні конструкції [Текст] / Л.І. Стороженко, О.В. Семко. – Полтава, 2001. – 55 с.

3. Чихладзе, Э.Д. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при осевом сжатии [Текст] / Э.Д. Чихладзе, А.Д. Арсланханов // Бетон и железобетон. – 1993. – № 1. – С. 13-15.

4. Лопатто, А.Э. О свойствах бетона, твердеющего в замкнутой обойме, и жесткости трубобетонных элементов [Текст] // А.Э. Лопатто. – Строительные конструкции. – К., 1973. – 232 с.

5. Глазунов, Ю.В. Вплив способів передачі поздовжнього навантаження на несучу здатність сталебетонних коротких колон прямокутного перерізу [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Ю.В. Глазунов. – Харків, 1997. – 22 с.

Ключові слова: сталебетон, зовнішнє армування, тензодатчики, бетонне ядро, стальна оболонка, сталебетонний елемент.

Анотації

Повідомлено щодо проведених теоретичних та експериментальних досліджень сталебетонних конструктивних елементів при різних способах поздовжнього навантаження і показано техніко-економічну ефективність застосування таких конструкцій замість сталевих і залізобетонних.

Приведены теоретические и экспериментальные исследования сталебетонных конструктивных элементов при разных способах приложения продольной нагрузки и показана технико-экономическая эффективность применения таких конструкций в сравнении со стальными и железобетонными конструктивными элементами.

A method of strength calculation of rectangular section of steel-concrete columns depending on the process of longitudinal loading has been developed. Theoretical and experimental data have been compared. Cite experiment and theoretical investigation steel concrete constructions depending on the process of longitudinal loading has been developed and method their calculation. There was executed the experimental and theoretical researches of the steel-concrete elements, working by center compression.