

УДК 624.072.3

## МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ СТАЛЕБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

ПЕТРЕНКО Д.Г.<sup>1\*</sup>, *аспирант*

<sup>1\*</sup> Кафедра строительной механики и гидравлики, Украинский государственный университет железнодорожного транспорта, пл. Фейербаха, 7, 61050, Харьков, Украина, тел. +38(057)7301070, e-mail: [dima\\_petrenko\\_ukrdazt@mail.ru](mailto:dima_petrenko_ukrdazt@mail.ru).

**Аннотация.** *Цель.* В современном строительстве сталебетонные конструкции по праву занимают одно из ведущих мест. Использование, в качестве несущих элементов, конструкций с внешним армированием сплошной облойкой экономически целесообразно. Стальная облойка, заменяя стержневую арматуру, воспринимает усилия во всех направлениях и под любым углом. Бетон в условиях всестороннего обжатия выдерживает напряжения, превышающие его призмическую прочность. Однако широкому внедрению сталебетонных конструкций в практику строительства в нашей стране мешает отсутствие единого мнения о методике их проектирования и расчету на прочность при силовых воздействиях. Поэтому точное определение предельного состояния является главным условием при расчете на прочность. *Методика.* Рассмотрены наиболее распространенные методики расчета сталебетонных элементов при центральном сжатии, каждая из которых основана на исходных предпосылках, закладываемых в основу расчетных формул. В силу того, что сталебетонные элементы не имеют четко выраженного момента разрушения, были учтены особенности совместной работы материалов. *Результаты.* Проведен анализ результатов сопоставления собственных экспериментальных и теоретических исследований данными отечественных и зарубежных авторов, полученных как экспериментально, так и по различным, инженерным методикам. *Научная новизна.* Полученные результаты экспериментальных исследований свидетельствуют о хорошей сходимости предложенного математического аппарата оценки прочности и несущей способности сталебетонного элемента, в том числе с расчетами по различным рассматриваемым методикам. *Практическая значимость.* Методика, основанная на раскрытии контактного взаимодействия между бетонным ядром, работающим в условиях объемного напряженного состояния, и облойкой сталебетонного элемента при кратковременном статическом нагружении, позволяет достоверно описать его напряженно-деформированное состояние.

*Ключевые слова:* сталебетонная колонна; несущая способность; кратковременное нагружение; бетонное ядро; стальная облойка.

## МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ СТАЛЕБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

ПЕТРЕНКО Д.Г.<sup>1\*</sup>, *аспірант*

<sup>1\*</sup> Кафедра будівельної механіки і гідравліки, Український державний університет залізничного транспорту, пл. Фейербаха, 7, 61050, Харків, Україна, тел. +38(057)7301070, E-mail: [dima\\_petrenko\\_ukrdazt@mail.ru](mailto:dima_petrenko_ukrdazt@mail.ru).

**Анотація.** *Мета.* У сучасному будівництві сталебетонні конструкції по праву займають одне з провідних місць. Використання, в якості несучих елементів, конструкцій із зовнішнім армуванням суцільною облойкою економічно доцільно. Сталева облойка, замінюючи стрижневую арматуру, сприймає зусилля у всіх напрямках і під будь-яким кутом. Бетон в умовах всебічного обтиску витримує напруги, що перевищують його призмическу міцність. Однак широкому впровадженню сталебетонних конструкцій в практику будівництва в нашій країні заважає відсутність єдиної думки про методику їх проектування та розрахунку на міцність при силових впливах. Тому точне визначення граничного стану є головною умовою при розрахунку на міцність. *Методика.* Розглянуто найбільш розповсюджені методики розрахунку сталебетонних елементів при центральному стисненні, кожна з яких заснована на вихідних передумовах, які закладаються в основу розрахункових формул. В силу того, що сталебетонні елементи не мають чітко вираженого моменту руйнування, були враховані особливості спільної роботи матеріалів. *Результати.* Проведений аналіз результатів зіставлення власних експериментальних і теоретичних досліджень з даними вітчизняних і зарубіжних авторів, отриманих як експериментально, так і по різним, інженерним методиками. *Наукова новизна.* Отримані результати експериментальних досліджень свідчать про хорошу збіжність запропонованого математичного апарату оцінки міцності та несучої здатності сталебетонних елементів, у тому числі з розрахунками за різними розглянутими методиками. *Практична значимість.* Методика, заснована на розкритті контактної взаємодії між бетонним ядром, що працює в умовах об'ємного напруженого стану, і облойкою сталебетонного елемента при короткочасному статичному навантаженні, дозволяє достовірно описати його напружено-деформований стан.

*Ключові слова:* сталебетонним колона; несуча здатність; осьовий стиск; бетонне ядро; сталева оболонка.

## METHODS OF CALCULATING THE STRENGTH OF STEEL CONCRETE ELEMENTS

PETRENKO DG<sup>1\*</sup>, a graduate student

<sup>1\*</sup> Department of structural mechanics and hydraulics, Ukrainian State University of Railway Transport, pl. Feuerbach, 7, 61050, Kharkov, Ukraine, tel. +38(057)7301070, E-mail: dima\_petrenko\_ukrdazt@mail.ru.

**Annotation. Purpose.** In modern construction steel concrete structure rightfully occupy a leading position. Using, as bearing elements, designs with a continuous external steel case are economically feasible. Steel case, replacing the reinforcing rods takes efforts in all directions and at any angle. Concrete under full compression withstand voltage exceeds its prism strength. However, the widespread adoption of steel concrete structures in our country, are hampered by lack of consensus on the methodology of their design and strength calculation at the force action. Therefore, the exact definition of the limit state is essential during the strength calculation. **Methodology.** The most widespread calculation methods of steel-concrete elements under axial compression, each of which is based on the original premises, were used as the basis of calculation formulas. Due to the fact that the steel concrete elements have clearly expressed the moment of destruction were taken into account peculiarities of teamwork materials. **Findings.** The analysis of the results comparison of own experimental and theoretical researches with data of domestic and foreign authors obtained both experimentally and various, engineering techniques were provided by the author. **Originality.** The results of experimental studies indicate good convergence of the proposed mathematical apparatus for assessing the strength and bearing capacity of steel concrete elements, including calculations for various methods under consideration. **Practical value.** The technique is based on the discovery of a contact interaction between the concrete core operating under volumetric stress state, and steel concrete element clip at short static loading, can reliably describe its stress-strain state.

*Keywords:* steel concrete column; load bearing capacity; axial compression; concrete nucleus; steel case.

### Введение

Правильный выбор критерия прочности важен не только для адекватного моделирования явления потери несущей способности, но и для обеспечения необходимых качеств конструкций и их элементов, определяемых свойствами применяемых материалов, особенностями конструкции и предъявляемыми к ней требованиями.

В настоящее время разработано большое количество методик по определению прочности сталебетонных элементов работающих на центральное сжатие. Это обусловлено тем, что бетонное ядро и стальная оболочка находятся в сложном напряженно-деформированном состоянии. В этом случае необходимо учитывать особенности совместной работы материалов. Как известно сталебетонные элементы не имеют четко выраженного момента разрушения. Поэтому точное определение предельного состояния является главным условием при расчете на прочность. Вопросы, касающиеся первой группы предельных состояний для центрально сжатых сталебетонных элементов, детально рассмотрены в работе [1]. Из рассмотренных вариантов в качестве предельного состояния сталебетонных элементов рекомендуется принимать момент достижения в металле оболочки напряжений, равных по величине напряжениям текучести. Однако здесь не рассматривается возможность наступления предельного состояния характеризующегося потерей местной устойчивости стенки обоймы или разрушением бетонного ядра.

### Цель

Целью настоящей работы является сравнительный анализ существующих методик расчета центрально сжатых сталебетонных элементов.

### Методика

Для анализа работы сталебетонного элемента воспользуемся подходом, описанным в работе Э.Д. Чихладзе [2,3]. Выделим сталебетонный элемент единичной длины. Расчетные схемы обоймы и ядра элемента показаны на рис. 1.

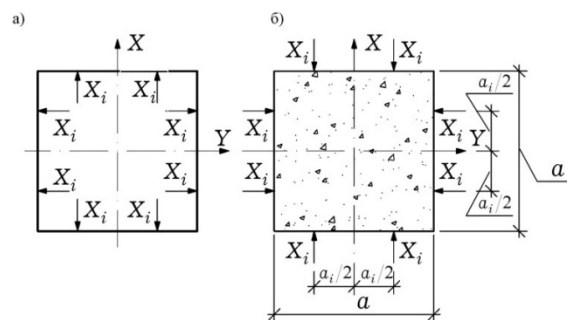


Рис. 1. Расчетные схемы металлической обоймы (а) и бетонного ядра (б) / Calculation circuit of steel case (a) and the concrete core (b)

Считаем, что материал обоймы обладает свойствами идеальной упругопластичности. Зависимость между напряжениями и деформациями в бетоне для случая простого нагружения принимаем в форме закона Гука. При этом параметры деформирования: секущий модуль  $\bar{E}$  деформаций

бетона при сжатии (растяжении) и коэффициент поперечных деформаций  $\bar{\nu}$  зависят от стадии напряженного состояния. Согласно источнику [4].

$$\bar{E}(\sigma_0, S_I) = \frac{9K(\sigma_0, S_I)G(S_I)}{G(S_I) + 3K(\sigma_0, S_I)}, \quad (1)$$

$$\bar{\nu}(\sigma_0, S_I) = \frac{3K(\sigma_0, S_I) - 2G(S_I)}{2[G(S_I) + 3K(\sigma_0, S_I)]}, \quad (2)$$

где  $\sigma_0$  – среднее напряжение;  $K(\sigma_0, S_I)$  – секущий модуль относительных объёмных изменений бетона;  $G(S_I)$  – секущий модуль сдвига.

В формулы (1), (2) входят предельные значения среднего напряжения инварианта  $\sigma_0$  и  $S_I$ , которые могут быть найдены из рассмотрения критерия прочности бетона (3), описанного в работах Яшина.

$$A + (1 - A) \frac{F(\sigma)}{F_c(\sigma)} = \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{S_I}{f_{ck,prism} K(\varphi)}, \quad (3)$$

где  $F(\sigma)$  – обобщенная функция среднего напряжения;

$$F(\sigma) = \lg \left[ B + \frac{f_{ctk}}{f_{ck,prism}} + \alpha \frac{\sigma}{f_{ck,prism}} + \beta \frac{\sigma^2}{f_{ck,prism}^2} \right] \quad (4)$$

Ее выражение для случаев осевого сжатия и растяжения соответственно:

$$F_c = \lg \left( B + \frac{f_{ctk}}{f_{ck,prism}} + \frac{\alpha}{3} + \frac{\beta}{9} \right), \quad (5)$$

$$F_p = \lg \left[ B + \frac{f_{ctk}}{f_{ck,prism}} \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) + \frac{\beta}{9} \left( \frac{f_{ctk}}{f_{ck,prism}} \right)^2 \right], \quad (6)$$

где  $f_{ctk}$  – прочность бетона на растяжение;  $f_{ck,prism}$  – прочность бетона на сжатие.

Параметр А, вытекающий из рассмотрения обобщенного критерия для случая осевого растяжения, равен:

$$A = \left( \frac{f_{ctk}}{f_{ck,prism} K_p(\varphi)} - \frac{F_p}{F_c} \right) / \left( 1 - \frac{F_p}{F_c} \right), \quad (7)$$

Функция, характеризующая вид напряженного состояния:

$$K(\varphi) = 1 - \left( a - b \sin \frac{3}{2} \varphi \right) \sin \frac{3}{2} \varphi, \quad (8)$$

Ее выражения для случая осевого растяжения:

$$K_p(\varphi) = 1 - a + b, \quad (9)$$

Силы взаимодействия между ядром и оболочкой находят из условия равенства перемещений на границе контакта из системы уравнений

$$A \cdot \bar{X} = -\bar{H}, \quad (10)$$

где  $(\delta_{ki} - \delta_{ki}^*)$ ,  $(\delta_{kj} - \delta_{kj}^*)$ , матрицы А представляют собой разность поперечных перемещений точки k

обоймы и ядра от единичных сил  $i, j$  состояний; элемент  $\Delta_{kp}$  матрицы-столбца;  $H$  – перемещение от внешних продольного усилия в бетонном ядре.

Поперечные перемещения  $\delta_{ki}$ ,  $\delta_{kj}$ , определяются для обоймы единичной длины методом сил в замкнутом виде. Для нахождения поперечных перемещений в бетонном ядре от единичных сил  $X_i$ ,  $X_j$ , решаем в разностной форме дифференциальное уравнение плоской задачи с переменными по полю параметрами деформирования.

$$\begin{aligned} & \frac{d^2}{dy^2} \left[ \frac{1 - \bar{\nu}^2}{E} \frac{d^2 \varphi}{dy^2} - \frac{\bar{\nu}(1 + \bar{\nu})}{E} \frac{d^2 \varphi}{dx^2} \right] + \\ & + \frac{d^2}{dx^2} \left[ \frac{1 - \bar{\nu}^2}{E} \frac{d^2 \varphi}{dx^2} - \frac{\bar{\nu}(1 + \bar{\nu})}{E} \frac{d^2 \varphi}{dy^2} \right] + \\ & + \frac{d^2}{dxdy} \left[ \frac{2(1 + \bar{\nu})}{E} \frac{d^2 \varphi}{dxdy} \right] = 0 \end{aligned} \quad (11)$$

В свёрнутом виде разрешающее уравнение МКР для точки с координатами  $i, j$  представим в виде:

$$\sum_{\chi=-2}^2 \sum_{L=-2}^2 \varphi(I + \chi, J + L) \times B(I + \chi, J + L) = 0 \quad (12)$$

где  $\chi, L = -2, -1, 0, 1, 2$ .

Значения функции  $\varphi$  и её производной на контуре определяют с использованием рамной аналогии [5]. Схема конечно-разностной сетки показана на (рис. 2).

Поперечные перемещения в ядре от продольных усилий  $p$  найдём в результате приближённого решения пространственной задачи теории упругости для призматического тела единичной длины с переменными параметрами деформирования

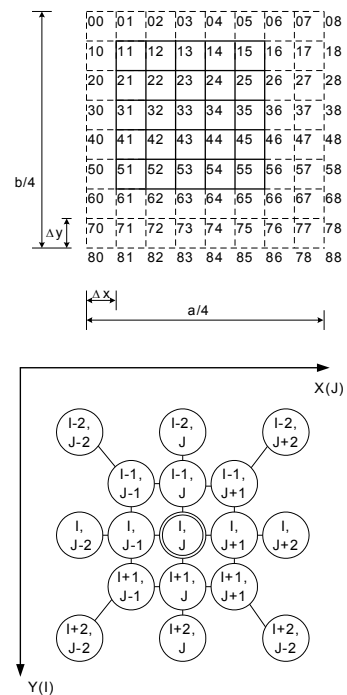


Рис. 2. Схема конечно-разностной сетки /

*The scheme of finite-difference grid*

Данной задаче соответствует следующая система напряжений:

$$\sigma_x = 0, \sigma_y = 0, \tau_{xy} = 0, \tau_{xz} = 0, \tau_{yz} = 0 \quad (13)$$

$$\sigma_z = -\frac{N}{a^2} \quad (14)$$

Подставив выражения (13,14) в закон Гука и выразив в нем деформации через уравнения Коши, получим следующие выражения:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot \bar{E}}, \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot \bar{E}}, \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{N}{a^2 \cdot \bar{E}} \quad (15)$$

Проинтегрировав зависимости (15), получим следующие выражения для определения перемещений:

$$u = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot \bar{E}} x + f; v = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot \bar{E}} y + \varphi; w = -\frac{N}{a^2 \cdot \bar{E}} z + \psi \quad (16)$$

Продифференцировав выражения (16) и подставив производные в уравнение Коши, получим:

$$\frac{\partial \psi}{\partial y} + \frac{\partial \varphi}{\partial z} = 0; \frac{\partial f}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial x} = 0; \frac{\partial \varphi}{\partial x} + \frac{\partial f}{\partial y} = 0. \quad (17)$$

Дифференцируя выражения (17) и складывая уравнения почленно, перейдем к системе уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} = 0; \frac{\partial^2 f}{\partial z^2} = 0; \frac{\partial^2 f}{\partial y \cdot \partial z} = 0 \\ \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} = 0; \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0; \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \cdot \partial z} = 0 \\ \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} = 0; \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0; \frac{\partial^2 \psi}{\partial x \cdot \partial y} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

Из системы уравнений (18) видно, что, полученные при интегрировании уравнений (15) функции  $f, \psi, \varphi$ , можно записать в следующем виде:

$$\begin{aligned} f &= m_1 \cdot y + m_2 \cdot z + m_3; \\ \varphi &= m_4 \cdot x + m_5 \cdot z + m_6; \\ \psi &= m_7 \cdot x + m_8 \cdot y + m_9 \end{aligned} \quad (19)$$

Продифференцировав выражения (19) и подставив их в (17), получим:

$$m_8 = -m_5; m_7 = -m_2; m_4 = -m_1. \quad (20)$$

С учетом выражений (19), уравнения (16) примут вид:

$$\begin{aligned} u &= \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot \bar{E}} x + m_1 \cdot y + m_2 \cdot z + m_3; \\ v &= \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot \bar{E}} y - m_1 \cdot x + m_5 \cdot z + m_6; \\ w &= -\frac{N}{a^2 \cdot \bar{E}} z - m_2 \cdot x - m_5 \cdot y + m_9; \end{aligned} \quad (21)$$

Задавая граничные условия:

при  $x=0; y=0; z=0; u=0; v=0$ , получим  $-m_3=m_6=0$ ;  
при  $x=0; y=0; z=h/2; u=0; v=0$ , получим:

$$m_9 = \frac{N \cdot h}{2 \cdot a^2 \cdot \bar{E}} \quad (22)$$

при  $x=0; y=0; z=h; u=0; v=0$ , получим  $-m_2=m_5=0$ .  
при  $x=0; y=0; z=0; \partial u/\partial y=0$ , получим  $-m_1=0$ .

С учетом граничных условий выражения (21) примут вид:

$$\begin{aligned} u &= \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot \bar{E}} \cdot x; v = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot \bar{E}} \cdot y; \\ w &= -\frac{N}{a^2 \cdot \bar{E}} \cdot z + \frac{N}{a^2 \cdot \bar{E}} \cdot \frac{h}{2} \end{aligned} \quad (23)$$

Тогда из формул (23) получим искомые перемещения  $\Delta_{KF}^*$ . Подставив значение  $x$  и  $y$  получим:

$$\Delta_{KF}^* = \frac{2N \cdot \bar{v}}{a \cdot \bar{E}} \quad (24)$$

Как показали численные расчёты, вторые производные от объёмной деформации равны  $10^{-9}$ , а объёмная деформация  $10^{-3}$ .

Предложенное решение реализуют численно при шаговом нагружении сталебетонного элемента. Линеаризацию осуществляют в процессе последовательных приближений, переменными параметрами которого являются секущий модуль деформаций бетона  $E_{ij}$  (1) и коэффициент поперечных деформаций  $\nu_{ij}$  (2) в каждой точке конечно-разностной сетки. Процесс последовательных приближений продолжают до достижения удовлетворительного совпадения контактных сил  $X_i, X_j$ . При решении системы уравнений (10) исключают контактные силы, превышающие силы сцепления (склеивания) между бетоном и облоймой в местах контакта бетона с ровным металлическим листом. На каждом шаге нагружения определяют модули деформаций бетона в каждой точке и среднее значение для всего сечения  $E_c$ , коэффициенты поперечных деформаций, контактные силы, главные напряжения в бетоне  $\sigma_{c2}, \sigma_{c3}$ , положения главных площадок. В качестве конечного распределения напряжений в поперечном сечении ядра и оболочки принимают распределение напряжений, полученное при нагрузке:

$$N_{sbt} \leq f_{ck,prism} a b + f_{yk} A_s, \quad (25)$$

где  $a, b$  – геометрические размеры бетонного ядра.

Предельные продольные напряжения  $\sigma_{s1}$  в бетонном ядре вычисляют с использованием критерия прочности (3), а в стальном листе  $\bar{\sigma}_{s1}$  – энергетического критерия пластичности Мизеса.

$$\sigma_{s1} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{1 + \eta_s^2 - \eta_s}}, \quad (26)$$

где  $\eta_s$  – отношение поперечных напряжений  $\sigma_{s2}$  к продольным  $\sigma_{s1}$ .

Несущая способность сталебетонного элемента:

$$\bar{N} = \sum_{n=1}^{\xi} \bar{\sigma}_{cn} A_{cn} + \sum_{m=1}^{\tau} \bar{\sigma}_{slm} A_{sm}, \quad (27)$$

где  $\xi$  – число элементов бетонного ядра;  $\tau$  – число элементов металлической обоймы.

Таким образом, разработан математический аппарат, позволяющий учесть контактное взаимодействие между бетонным ядром, работающим в условиях объёмного напряжённого состояния, и обоймой сталебетонного элемента при кратковременном статическом нагружении.

В работе Л.И. Стороженко[6] была предложена формула, которая описывает работу труботетона в граничном состоянии без учёта продольного изгиба:

$$N_{pb} = \alpha \cdot f_{yk} \cdot A_s + \beta \cdot f_{ck,prism} \cdot A_c, \quad (28)$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты эффективности труботетона;  $f_{yk}$  и  $f_{ck,prism}$  – соответственно, расчётное сопротивление металла и призматическая прочность бетона;  $A_s$  и  $A_c$  – площади поперечного сечения трубы и бетонного ядра соответственно.

Выражение прочности для бетонного ядра, которое претерпевает сложное напряжённое состояние, принято по известной теории прочности бетона О.Я.Берга, для трубы – по энергетической теории. Учитывая эти предпосылки, получены выражения для определения коэффициентов эффективности труботетона  $\alpha$  и  $\beta$ :

$$\alpha = \frac{p}{2f_{yk}} \left[ \left( \frac{d_i}{2 \cdot t_s} - 1 \right) + \sqrt{4 \left( \frac{f_{yk}}{p} \right) - 0,75 \left( \frac{d_i}{t_s} \right)^2 - 3 \frac{d_i}{t_s} - 3} \right], \quad (29)$$

$$\alpha = \sqrt{\left( 1 + \frac{k_p}{f_{ck,prism}} \right)^2 - 2 \cdot \left( \frac{p}{f_{ck,prism}} \right)^2}, \quad (30)$$

где  $d_i$  – внутренний диаметр трубы (диаметр бетонного ядра);  $t_s$  – толщина стенки трубы;  $k$  – коэффициент, который характеризует зону, в границах которой развивается микроразрушение бетона,  $k = 1 - (f_{ctk} / f_{ck,prism})$ .

Внутреннее давление между бетонным ядром и трубой  $p$  по условиям задачи Лямэ, при равенстве (продольных и поперечных) деформаций бетона и трубы определяется по формуле:

$$p = \frac{2E_s(v_c - v_s) \cdot \varepsilon_l}{2 \frac{E_c}{E_s} (1 - v_c) + \frac{d_i + t_s}{t_s} + v_s}, \quad (31)$$

где  $E_s$  и  $E_c$  – модуль упругости стали и начальный модуль упругости бетона при сжатии соответственно;  $v_c$  и  $v_s$  – соответственно, коэффициенты поперечных деформаций стали и бетона;  $\varepsilon_l$  – предельная относительная продольная деформация.

Для определения бокового давления в граничном состоянии рекомендуется принимать:  $v_c = 0,5$  и  $v_s = 0,3, \varepsilon_l = 220 \times 10^{-5}$ .

В работе [7] описан инженерный метод расчета труботетонных элементов. При расчете центрально сжатого труботетонного элемента необходимо выполняться условие:

$$N_{sbt} \leq \gamma_{bs} (R_b^* A_b + \gamma_{s2} R_s A_s), \quad (32)$$

где  $R_b^*$  – расчетное сопротивление бетона в труботетоне;  $R_s$  – расчетное сопротивление стали;  $\gamma_{bs}$  – коэффициент условия работы бетона и трубы, принимается равным 1,1;  $\gamma_{bs}$  – коэффициент условия работы стальной обоймы, который учитывает уменьшение расчетного сопротивления стали при сложном напряженном состоянии и равен 0,9;  $A_s$  и  $A_c$  – площади поперечного сечения трубы и бетонного ядра соответственно.

Расчетное сопротивление бетона для первой группы предельных состояний в зависимости от класса бетона рекомендуется определять по формуле:

$$R_b^* = 0,65B(1 + 16,1\mu_{pb}\beta), \quad (33)$$

где  $B$  – значение класса бетона по прочности;  $\mu_{pb}$  – коэффициент армирования;  $\beta$  – коэффициент, который учитывает класс бетона.

Согласно нормативному документу “Eurocode 4”, при расчете заполненных бетоном труб круглого сечения без дополнительной стержневой арматуры может быть учтено упрочнение бетона вследствие его обжатия стальной трубой, при условии, что условная гибкость  $\bar{\lambda}$  не превышает 0,5 и  $e/d < 0,1$ . Где  $e$  – эксцентриситет приложения нагрузки, определяемый из отношения  $M_{Ed}/N_{Ed}$ , а  $d$  – наружный диаметр колонны. Несущую способность на сжатие в пластической стадии можно определить по следующей формуле:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left( 1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}, \quad (34)$$

где  $t$  – толщина стенки стальной трубы.

При отсутствии эксцентриситета значения ( $e = 0$ )  $\eta_a = \eta_{a0}$  и  $\eta_c = \eta_{c0}$  следует определять по формулам:

$$\eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}), \quad \text{но} \leq 1 \quad (35)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2, \quad \text{но} \geq 0 \quad (36)$$

При совместном действии сжатия с изгибом при  $0 < e/d \leq 0,1$  значения  $\eta_a$  и  $\eta_c$  следует определять по (37) и (38), где  $\eta_{a0}$  и  $\eta_{c0}$  определяются по (35) и (36).

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0})(10e/d), \quad (37)$$

$$\eta_c = \eta_{c0}(1 - 10e/d), \quad (38)$$

При  $e/d > 0,1$ ,  $\eta_a = 1,0$  и  $\eta_c = 0$ .

Для определения приведенной гибкости  $\bar{\lambda}$  и упругой критической силы  $N_{cr}$ , характеристическое значение эффективной изгибной жесткости  $(EI)_{eff}$

поперечного сечения сталебетонной колонны следует вычислять по формуле:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + K_e E_{cm} I_c, \quad (39)$$

где  $K_e$  – поправочный коэффициент, который следует принимать равным 0,6;  $I_a$ ,  $I_c$  – соответственно моменты инерции стального сечения, бетонного сечения без трещин и арматуры для рассматриваемой плоскости изгиба.

Условную гибкость  $\bar{\lambda}$  для рассматриваемой плоскости изгиба следует определять по формуле:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (40)$$

где  $N_{pl,Rk}$  – характеристическое значение несущей способности на сжатие в пластической стадии, принимаемое по (41), но вместо расчетных значений сопротивлений используют их характеристические значения;  $N_{cr}$  – упругая критическая осевая сила для соответствующей формы потери устойчивости, вычисляемая с использованием эффективной изгибной жесткости  $(EI)_{eff}$ .

Характеристическое значение несущей способности на сжатие в пластической стадии определяется суммированием несущих способностей в пластической стадии его компонентов:

$$N_{pl,Rk} \leq A_a f_{yd} + A_c f_{cd}, \quad (41)$$

Упругая критическая осевая сила для соответствующей формы потери устойчивости вычисляется по формуле:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{l^2}, \quad (42)$$

Согласно исследованиям А. Л. Кришана [9-11] прочность коротких центрально сжатых трубобетонных колонн может быть записана в следующем виде:

$$N = \sigma_{bz} A + \sigma_{pz} A_p, \quad (43)$$

где  $\sigma_{bz}$  – предельное напряжение бетонного ядра в осевом направлении;  $\sigma_{pz}$  – напряжение осевого направления в стальной оболочке;  $A$  и  $A_p$  – площади поперечных сечений бетонного ядра и стальной оболочки.

Для нахождения прочности объемно сжатого бетона  $\sigma_{bz}$  при равномерном обжатии элемента напряжениями  $|\sigma_{br}| < |\sigma_{bz}|$  используют зависимость:

$$\sigma_{bz} = R_{bu} + k \sigma_{br}, \quad (44)$$

Коэффициент бокового давления на бетон предлагается определять по формуле:

$$k = \frac{1}{0,1 + 0,9m}, \quad (45)$$

После преобразования получаем зависимость для вычисления  $\sigma_{bz}$ :

$$\sigma_{bz} = R_{bu} + \left[ \frac{\bar{\sigma} - 1}{2} + \sqrt{\left( \frac{\bar{\sigma} - 1}{2} \right)^2 + 10\bar{\sigma}} \right] R_{bu}, \quad (46)$$

Напряжение осевого направления в стальной оболочке с учетом условия текучести Генки-Мизеса также выразим через относительное боковое давление:

$$\sigma_{pz} = R_{bu} \left( \sqrt{\rho^2 - 3\bar{\sigma}^2} - \bar{\sigma} \right) \frac{A}{A_p}, \quad (47)$$

где  $\rho$  – конструктивный коэффициент трубобетона, определяемый по формуле:

$$\rho = \frac{\sigma_y A_p}{R_{bu} A}, \quad (48)$$

После соответствующих преобразований получаем зависимость для определения прочность коротких центрально сжатых трубобетонных колонн:

$$N = R_{bu} A \left[ \frac{1 - \bar{\sigma}}{2} + \sqrt{\left( \frac{1 - \bar{\sigma}}{2} \right)^2 + 10\bar{\sigma} + \sqrt{\rho^2 - 3\bar{\sigma}^2}} \right], \quad (49)$$

Относительное боковое давление стальной оболочки на бетонное ядро в предельном состоянии ТБК можно определить по формуле:

$$\bar{\sigma} = \frac{3\rho}{6,67 + \rho}, \quad (50)$$

Найденный параметр  $\bar{\sigma}$  позволяет определять не только прочность коротких центрально сжатых трубобетонных элементов круглого поперечного сечения, но и напряжения  $\sigma_{br}$  и  $\sigma_{bz}$ .

Трубобетонные колонны квадратного поперечного сечения имеют свои особенности. Стенка оболочки таких колонн находится в сложном напряженном состоянии и работает не только на растяжение-сжатие, как в колоннах круглого сечения, но и на изгиб. Кроме того, величина и направление напряжений  $\sigma_I$  по сечению бетонного ядра меняются [9].

Первое обстоятельство возможно учесть при помощи коэффициента  $\gamma_p$ , введенного вучитывающего условия работы стальной оболочки ТБК квадратного сечения. Найти его можно по формуле:

$$\gamma_p = 0,7\alpha_p, \quad (51)$$

где  $\alpha_p$  – коэффициент, учитывающий величину упрочнения холодногнутых профилей; в случае использования для стальной оболочки ТБК горячекатаных или сварных профилей  $\alpha_p = 1,0$ .

Неравномерность распределения напряжений по сечению бетонного ядра была отмечена как в ходе собственных проведенных экспериментальных исследований, так и в работах других авторов, например, [2]. Анализ многочисленных экспериментальных данных позволил описать неоднородность напряженно-деформированного

состояния ядра колонны при помощи коэффициента  $\xi$ , определяемого по формуле:

$$\xi = (1 - 0,01 \frac{h}{\delta})^2 \geq 0, \quad (52)$$

в ней  $\delta$  – толщина стенки стальной оболочки;  $h$  – размер стороны сечения колонны.

С учетом вышеизложенного, предложена формула для определения сопротивления бетонного ядра сжатию в осевом направлении:

$$\sigma_{bz} = R_{bu} \left[ 1 + \xi \gamma_p \left( \frac{\bar{\sigma} - 1}{2} + \sqrt{\left( \frac{\bar{\sigma} - 1}{2} \right)^2 + 10\bar{\sigma}} \right) \right], \quad (53)$$

где  $R_{bu}$  – призмная прочность бетона ядра;  $\bar{\sigma}$  – относительное боковое давление стальной оболочки на бетонное ядро в предельном состоянии ТБК, определяемое по формуле (50).

В последние два десятилетия в Японии сделаны обширные экспериментальные исследования круглых и квадратных труб заполненных бетоном [12-16]. В результате совместных пятилетних исследований США и Японии были разработаны рекомендации по проектированию и расчету на прочность сталебетонных элементов. Согласно данной методики, несущая способность коротких сталебетонных элементов при сжатии определяется по формуле:

$$N_u = A_s \sigma_{sz} + A_c \sigma_{ccb}, \quad (54)$$

где  $\sigma_{ccb}$  – предельное напряжение бетонного ядра в осевом направлении;  $\sigma_{sz}$  – осевое напряжение в стальной оболочке.

Предельное напряжение бетонного ядра в осевом направлении определяется исходя из следующей зависимости:

$$\sigma_{ccb} = \gamma_u f'_c + k \sigma_r, \quad (55)$$

где  $\gamma_u$  – понижающий коэффициент прочности для бетона,  $\gamma_u = 1,67 D_c^{-0.112}$ ;  $k$  – коэффициент обоймы, принимаемый равным 4,1;  $\sigma_r$  – боковое давление обоймы на бетон.

Зависимость между кольцевыми напряжениями в трубе и боковым давлением на бетон представлена в виде:

$$\sigma_r = - \frac{2t}{D - 2t} \sigma_{s\theta}, \quad (56)$$

Кольцевые и осевые напряжения в стальной обойме определяются по формулам:

$$\sigma_{s\theta} = \alpha_u \sigma_{sy}, \quad \sigma_{sz} = \beta_{uc} \sigma_{sy}, \quad (57)$$

где  $\alpha_u, \beta_{uc}$  – коэффициенты, определяемые на основе экспериментальных результатов и зависящие от свойств материала и размеров колонн.

Коэффициенты  $\alpha_u, \beta_{uc}$  определяются путем решения системы уравнений:

$$\lambda = \frac{N_u - N_o}{N_{so}} = \beta_{uc} - 1 - \frac{(D - 2t)}{2(D - t)} k \alpha_u \quad (58)$$

$$\alpha_u^2 - \alpha_u \beta_{uc} + \beta_{uc}^2 = 1,$$

где  $\lambda$  – коэффициент упрочнения, определяемый на основе экспериментальных результатов.

### Результаты и выводы

Результаты сопоставления собственных экспериментальных исследований, а также отечественных и зарубежных авторов с рассмотренными методиками приведены на рис.3-11. Каждая из рассматриваемых методик, безусловно, дает возможность оценить напряженно-деформированное состояние сталебетонных элементов и определить их несущую способность. Однако методика расчета сталебетонных элементов на прочность при осевом сжатии, предложенная в работах [2,3] основана на раскрытии контакта взаимодействия между стальной обоймой и бетонным ядром. При определении несущей способности в данной методике не используются величины, полученные экспериментальным и эмпирическим путем. Поэтому данный подход точно описывает реальную работу сталебетонного элемента при сжатии.

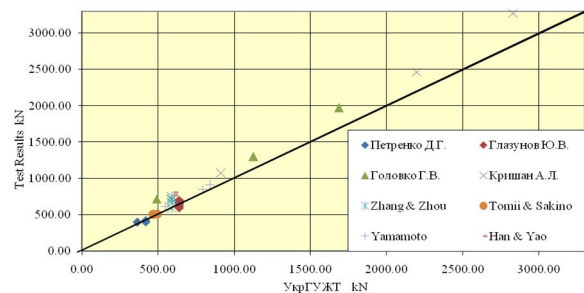


Рис.3. Результаты сопоставления экспериментальных исследований квадратных колонн с методикой УкрГУЖТ / Results of the comparison of experimental investigations of square columns with the methodology USURT

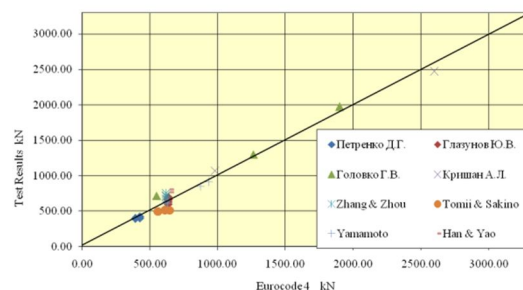


Рис.4. Результаты сопоставления экспериментальных исследований квадратных колонн с методикой Eurocode 4 / Results of the comparison of experimental investigations of square columns with the methodology Eurocode 4

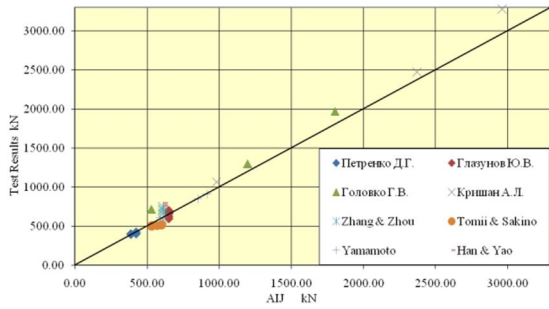


Рис.5. Результаты сопоставления экспериментальных исследований квадратных колонн с методикой AIJ / Results of the comparison of experimental investigations of square columns with the methodology AIJ

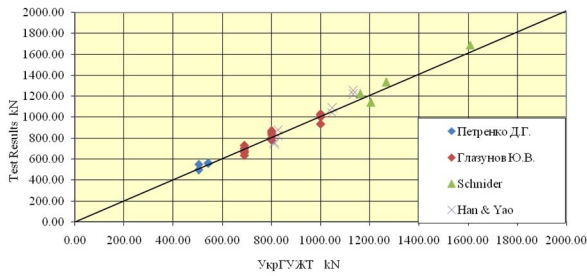


Рис.6. Результаты сопоставления экспериментальных исследований прямоугольных колонн с методикой УкрГУЖТ / Results of the comparison of experimental investigations of rectangular columns with the methodology USURT

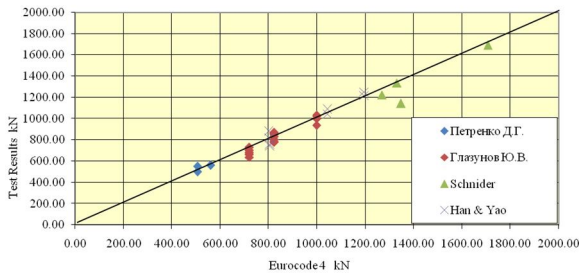


Рис.7. Результаты сопоставления экспериментальных исследований прямоугольных колонн с методикой Eurocode 4 / Results of the comparison of experimental investigations rectangular columns with the methodology Eurocode 4

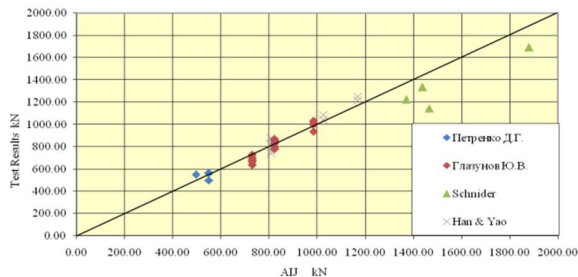


Рис.8. Результаты сопоставления экспериментальных исследований прямоугольных колонн с методикой AIJ / Results of the comparison of experimental investigations of rectangular columns with the methodology AIJ

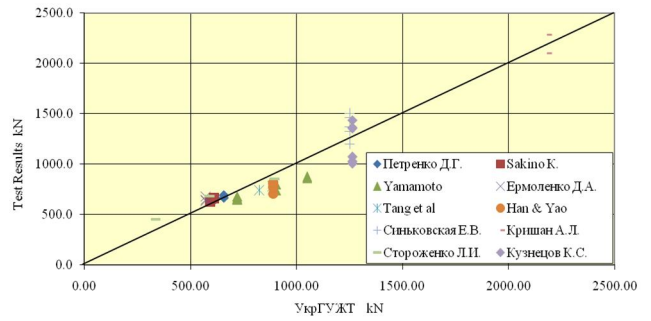


Рис.9. Результаты сопоставления экспериментальных исследований круглых колонн с методикой УкрГУЖТ / Results of the comparison of experimental investigations of circular columns with the methodology USURT

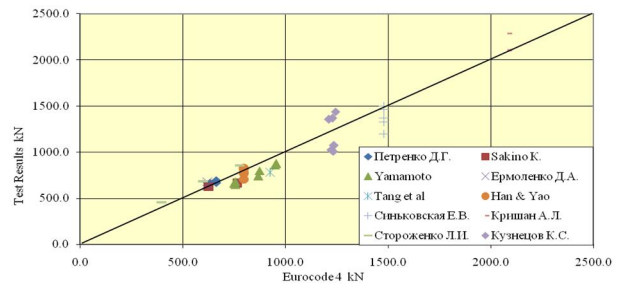


Рис.10. Результаты сопоставления экспериментальных исследований круглых колонн с методикой Eurocode 4 / Results of the comparison of experimental investigations of circular columns with the methodology Eurocode 4

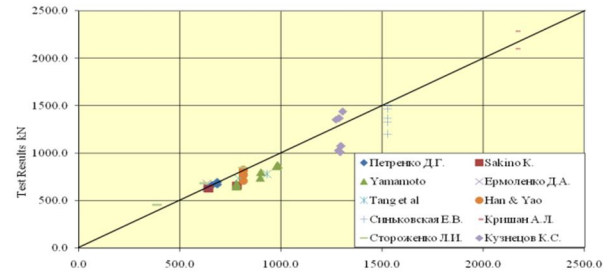


Рис.11. Результаты сопоставления экспериментальных исследований круглых колонн с методикой AIJ / Results of the comparison of experimental investigations circular columns with the methodology AIJ



ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ /  
REFERENCES

1. Кикин А. И. Конструкции из стальных труб заполненных бетоном /А. И Кикин, Р. С. Санжаровский, В. А Трулль. – Москва: Стройиздат, 1974. – 145 с.  
Kikin A.I, Sanzharovskiy R. S., Trull V. A. *Konstruktzii iz stalnykh trub zapolnennykh betonom* [Construction of steel tubes filled with concrete]. Moskva, Stroyizdat Publ., 1974. 145 p.
2. Чихладзе Э. Д. Расчёт сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при осевом сжатии / Э.Д. Чихладзе, А. Д. Арсланханов// Бетон и железобетон. – 1993. – Вып. 1. – С. 13–15.  
Chihladze E.D., Arslanhanov A.D. Raschyot stalebetonnykh elementov pryamougolnogo secheniya na prochnost pri osevom szhatii [Calculation of steel-concrete elements of rectangular cross section for strength in axial compression]. *Beton i zhelezobeton–Concrete and reinforced concrete*, 1993, issue 1, pp. 13–15.
3. Чихладзе Э. Д. Напряженно-деформированное состояние цилиндрической сталежелезобетонной колонны при осевом сжатии / Чихладзе Э.Д., Веревицева М.А. // Будівельні конструкції: зб. наук.праць. – Київ.: НДІБК, 2006. – Вип.67. – С. 389 – 399.  
Chihladze E. D., Verevicheva M.A. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie cilindricheskoj stalezhelezobetonnoy kolonny pri osevom szhatii [Stress-strain state of a composite cylindrical columns under axial compression]. *Budivelnii konstrukcii: zb. nauk. prac* [Building construction: Coll. Science. works], Kyiv, NDIBK, 2006, issue 67, pp. 389 – 399.
4. Яшин А.В. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при одноосных напряженных состояниях / А. В. Яшин. – Москва: НИИЖБ, 1985. – 72 с.  
Yashin A.V. *Rekomendacii po opredeleniyu prochnostnykh i deformacionnykh harakteristik betona pri neodnoosnykh napryazhennykh sostoyaniyakh* [Recommendations on determination of strength and deformation characteristics of concrete under not uniaxial stressful conditions]. Moskva, NIIZhB Publ., 1985. 72 p.
5. Численные методы в теории упругости и теории оболочек / Н. П. Абовский, Н.П. Андреев, А. П. Деруга, В. И. Савченков. – Красноярск: Красноярский университет, 1986. – 384 с.  
Abovskiy N.P., Andreev N.P., Deruga A.P., Savchenkov V.I. *Chislennyye metody v teorii uprugosti i teorii obolochek* [Numerical methods in the theory of elasticity and the theory of shells]. Krasnoyarsk, Krasnoyarskiy universitet Publ., 1986. 384 p.
6. Стороженко Л.И. Расчёт трубобетонных конструкций / Л.И. Стороженко, П.И. Пахотный, А.Я. Чёрный. – Київ.: Будівельник, 1991. – 120 с.  
Storozhenko L.I., Pahotnyy P.I., ChyornyuyA.Ya. *Raschyot trubobetonnykh konstrukciy* [Calculation of steel reinforced concrete constructions]. Kyiv, Budivelnik Publ, 1991. 120 p.
7. Стороженко Л.И.Трубобетон / Л.И. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, О.І. Лапенко. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2010. – 306 с.  
Storozhenko L.I., Yermolenko D.A., Lapenko O.I. *Trubobeton* [Steel reinforced concrete]. Poltava, TOV «ASMI»Publ., 2010. 306 p.
8. Eurocode 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 19940 – 1-1: 1992.  
Eurocode 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 19940 – 1-1: 1992.
9. Кришан А.Л., Прочность и деформативность коротких трубобетонных колонн квадратного поперечного сечения / Кришан А. Л., Мельничук А. С.// Известия КГАСУ.– Казань, 2014. – Вып. 3(29). – С. 46– 50.  
KrishanA.L., Melnichuk A.C. Prochnost i deformativnost korotkih trubobetonnykh kolonn kvadratnogo poperechnogo secheniya [The strength and deformability short t steel reinforced concrete columns of square cross section]. *Izvestiya KGASU* [Bulletin of KGASU], 2014, issue 3(29), pp. 46– 50.
10. Кузнецов К.С. Прочность трубобетонных колонн с предварительно обжатом ядром из высокопрочного бетона : автореф. дис.... канд. техн. наук.: Кузнецов Константин Сергеевич; Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова.– Магнитогорск, 2007. – 19 с.  
Kuznecov K. S. *Prochnost trubobetonnykh kolonn s predvaritelno obzhatym yadrom iz vysokoprochnogo betona: Avtoreferat. Diss.* [The strength of steel reinforced concrete columns with previouslycrimped the core of high-strength concrete. Author abstract]. Magnitogorsk, 2007. 19 p.
11. Кришан А.Л. Прочность коротких трубобетонных колонн круглого и кольцевого поперечного сечения / А. Л. Кришан, А. И. Заикин, Е. А. Трошкина // Архитектура. Строительство. Образование: материалы междунар. науч.-практ. конф.– Магнитогорск, 2014. – С. 204-210.  
Krishan A. L., Zaikin A.I., Troshkina E.A. Prochnost korotkih trubobetonnykh kolonn kruglogo i kolcevogo poperechnogo secheniya [The strength of steel reinforced concrete of short columns of circular and annular cross section]. *Materialy mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferencii* [Arhitektura. Stroitelstvo. Obrazovanie]. Magnitogorsk, 2014. pp. 204-210.
12. Nishiyama I. Summary of Research on Concrete-Filled Structural Steel Tube Column System Carried Out Under The US-JAPAN Cooperative Research Program on Composite and Hybrid Structures / Nishiyama I, Morino S., Sakino K., Nakahara H. - Tokyo, 2002. - 176p.  
Nishiyama I, Morino S., Sakino K., Nakahara H. Summary of Research on Concrete-Filled Structural Steel Tube Column System Carried Out Under The US-JAPAN Cooperative Research Program on Composite and Hybrid Structures. Tokyo, 2002. 176p
13. Architectural Institute of Japan (AIJ). Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures. Tokyo, 1997. 333 p.
14. Blanks, R. F. Mass concrete tests in large cylinders / Blanks, R. F., McNamara. *ACI Japan*, 1935. pp. 280–303.
15. Richart F. E. The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression / Richart F. E., Brandzaeg A., Brown R. *L. Bulletin No.190*, Univ. Illinois, Engineering Experimental Station, Urbana, Ill. 1929.
16. Sakino, K. Stress–strain curve of concrete confined by rectilinear hoop / Sakino, K., Sun, Y. *Struct. Constr. Eng. AIJ. Japan*, 1994. pp. 95–104.

Статья рекомендована к публикации в журнале «Технічна Україна», д-ром.техн.наук, проф. А. А. Плуговым (Украина); д-ром.техн.наук, проф. М. Ю. Избашем (Украина)

Статья поступила в редколлегию 04.08.2015