

Е. В. ИГНАТЕНКО (Украинская государственная академия железнодорожного транспорта, Харьков)

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОРОТКИХ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОЛОН

Описана новая конструкция сталебетонного элемента, получены основные формулы для расчета сталебетонных колон при статическом кратковременном нагружении. Приведены возможные варианты соединения профилированного листа в единую обойму.

Ключевые слова: сталебетонный элемент, профилированный лист, сталебетонная колонна

Использование сталебетонных элементов прямоугольного сечения в конструкциях с внешним армированием сплошной обоймой экономически целесообразно. Стальная обойма, заменяя стержневую арматуру, воспринимает усилия во всех направлениях и под любым углом. Бетон в условиях всестороннего обжатия выдерживает напряжения, превышающие его призмную прочность. Обойма защищена от потери местной устойчивости.

На данный момент известна следующая конструкция сталебетонного элемента [1], которая состоит из бетонного ядра, прокатных профилей, профилированных листов, соединительных элементов из уголков. Продольную нагрузку воспринимает бетонное ядро, работающее в условиях объемного напряженного состояния, благодаря боковому обжатию, вызванному многосвязной обоймой: прокатные профили и объединительные уголки. Бетонное ядро имеет повышенную прочность в сравнении с прочностью неизолированного бетона, а прокатные профили в значительной степени защищены от потери местной и общей устойчивости. Профилированные листы не могут потерять устойчивость в продольном направлении. Это достигается скреплением профилированных листов соединительными уголками с внутренней или внешней стороны прерывистым сварным швом. Соединительные элементы приварены продольным швом к прокатным профилированным листам и таким образом включены в работу в продольном направлении.

Недостатком данного сталебетонного элемента является наличие продольной жесткости металлической обоймы, это объясняется наличием продольной жесткости уголков крепления профилированного листа к прокатному профилю и собственно жесткостью прокатных профилей.

Устранить данные недостатки, возможно применив следующую конструкцию металлической обоймы сталебетонного элемента (рис. 1).

Сталебетонный элемент состоит из: бетонного ядра 1, профилированных металлических листов обоймы 2, гнутых равнополочных уголков 3, сварного шва 4.

Заменяв прокатные профили и соединительные угольковые элементы существующей конструкции, единым уголком мы добились значительного уменьшения продольной жесткости металлической обоймы значительно улучшив, таким образом, работу конструкции.

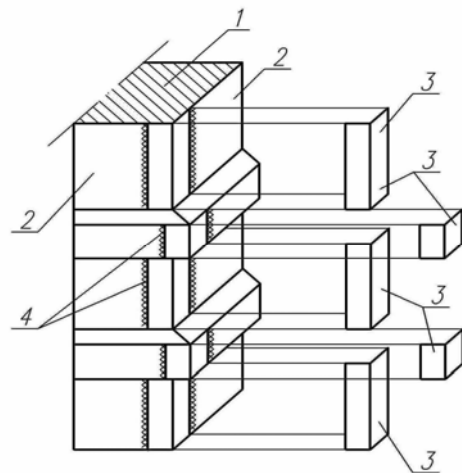


Рис. 1. Конструкция металлической обоймы сталебетонного элемента

Рассмотрим короткий сталебетонный брус, состоящий из металлической обоймы, бетонного ядра и поперечной стержневой арматуры (рис. 2). Внешняя продольная нагрузка p приложена к бетону и стали одновременно. В продольном направлении нагрузка передается только на бетон вследствие большой деформативности обоймы в продольном направлении.

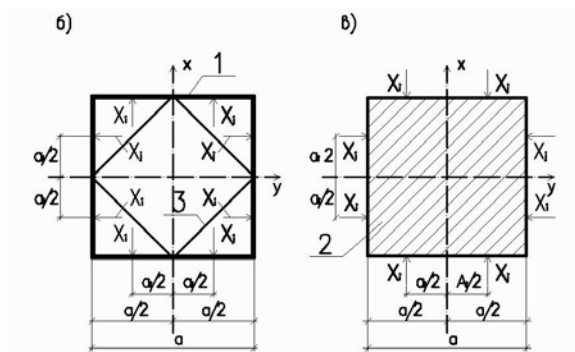


Рис. 2. Схема приложения нагрузки к сталебетонному брусу

Выделим сталебетонный элемент единичной длины. Расчётные схемы обоймы и ядра элемента показаны на рис. 3. За неизвестные примем нормальные X_i , X_j контактные силы.

Применяем квадратное сечение элемента, следовательно касательными контактными силами можно пренебречь.

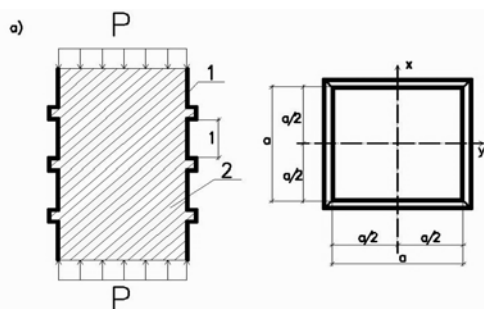


Рис. 3. Схема обоймы и ядра элемента

Считаем, что материал обоймы обладает свойствами идеальной упругопластичности. Зависимость между напряжениями и деформациями в бетоне для случая простого нагружения приняли 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 [2].

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

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

где σ_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 σ_0 и S_I , которые могут быть найдены из рассмотрения критерия прочности бетона (3).

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

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

$$F(\sigma) = \lg \left[B + \frac{R_p}{R_c} + \alpha \frac{\sigma}{R_c} + \beta \frac{\sigma^2}{R_c^2} \right] \quad (4)$$

ее выражение для случаев осевого сжатия и растяжения соответственно

$$F_c = \lg \left(B + \frac{R_p}{R_c} + \frac{\alpha}{3} + \frac{\beta}{9} \right); \quad (5)$$

$$F_p = \lg \left(B + \frac{R_p}{R_c} \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) + \frac{\beta}{9} \left(\frac{R_p}{R_c} \right)^2 \right), \quad (6)$$

где R_p – прочность бетона на растяжение; R_c – прочность бетона на сжатие (обычно $R_c = R_{np}$). Для бетона класса В30: $B = 1,1$, $\alpha = 1,41$, $\beta = 0,081$.

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

$$A = \left[\frac{R_p}{R_c \cdot K(\varphi)} - \frac{F_p}{F_c} \right] / \left(1 - \frac{F_p}{F_c} \right). \quad (7)$$

Функция характеризующая вид напряженно-го состояния

$$K(\varphi) = 1 - a \cdot \sin \frac{3}{2} \cdot \varphi + b \cdot \sin^2 \frac{3}{2} \cdot \varphi. \quad (8)$$

Ее выражения для случая осевого растяжения:

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

где для обычного тяжелого бетона, $a = 0,55 - R_p / R_c$, $b = 0,15$

Величины, зависящие от R_b , определяют интерполированием $R_b = 8,5 \dots 25$ и экстраполированием $R_b = 25 \dots 45$ МПа.

Силы взаимодействия между ядром и оболочкой находят из условия равенства переме-

щений на границе контакта из системы уравнений

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

где $(\delta_{ki} - \delta_{ki}^*)$, $(\delta_{kj} - \delta_{kj}^*)$, матрицы A представляют собой разность поперечных перемещений точки k обоймы и ядра от единичных сил i , j состояний; элемент Δ_{kp} матрицы-столбца H – перемещение от внешнего продольного усилия в бетонном ядре.

Поперечные перемещения δ_{ki} , δ_{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 $\bar{\mu}$ и \bar{E}

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

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 φ и её производной на контуре определяют с использованием рамной аналогии [3]. Схема конечно-разностной сетки показана на рис. 4.

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.

Данной задаче соответствует следующая система напряжений:

$$\sigma_X = 0, \quad \sigma_Y = 0, \quad \tau_{XY} = 0, \quad \tau_{XZ} = 0, \quad \tau_{YZ} = 0; \quad (13)$$

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

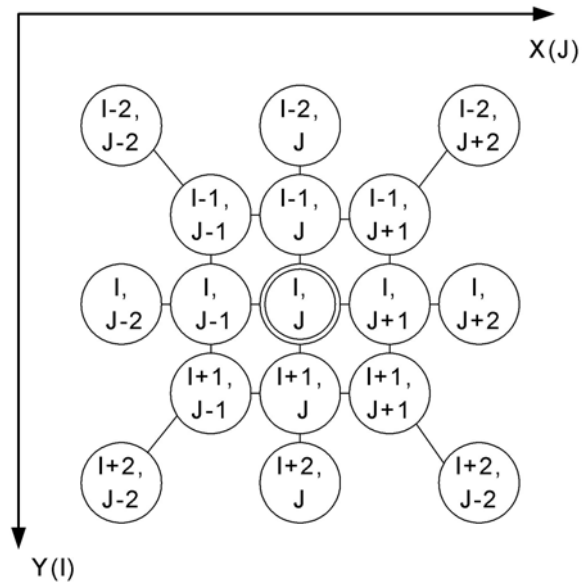
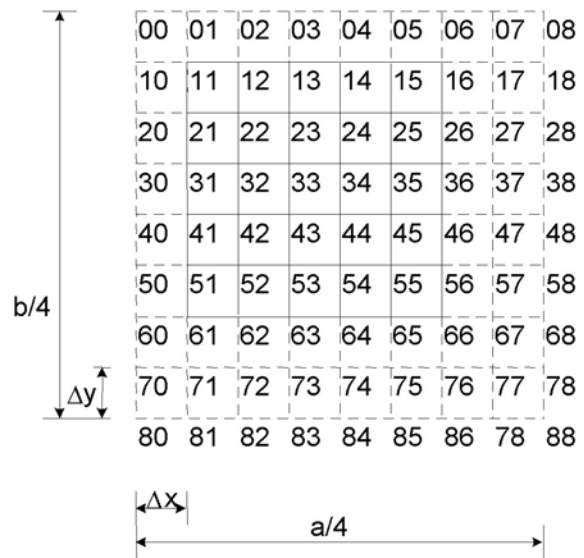


Рис. 4. Схема конечно-разностной сетки

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

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

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

$$u = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot E} x + f; \quad v = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot E} y + \varphi;$$

$$w = \frac{N}{a^2 \cdot E} z + \psi \quad (16)$$

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

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

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

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

Из системы уравнений (18) видно, что, полученные при интегрировании уравнений (15) функции f , ψ , φ , 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:

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

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

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

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

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

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:

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

Тогда из формул (23) получим искомого перемещения Δ_{KF}^* . Подставив значение x и y получим

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

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 μ_{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 облойкой 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_b , коэффициенты поперечных деформаций, контактные силы, главные напряжения в бетоне σ_{b2} , σ_{b3} , положения главных площадок. В качестве конечного распределения напряжений в поперечном сечении ядра и оболочки принимают распределение напряжений, полученное при нагрузке

$$N = R_b \cdot a \cdot b + \sigma_T \cdot A_s, \quad (25)$$

где a, b – геометрические размеры бетонного ядра.

Предельные продольные напряжения $\tilde{\sigma}_{b1}$ в бетонном ядре вычисляют с использованием критерия прочности (3), а в стальном листе $\tilde{\sigma}_{s1}$ – энергетического критерия пластичности Мизеса.

$$\bar{\sigma}_{s1} = \frac{\sigma_T}{\sqrt{1 + \eta_s^2 - \eta_s}}, \quad (26)$$

где η_s – отношение поперечных напряжений σ_{s2} к продольным σ_{s1} .

Несущая способность сталебетонного элемента

$$\bar{N} = \sum_{n=1}^{\beta} \bar{\sigma}_{b1n} \cdot A_{bn}, \quad (27)$$

где β – число элементов бетонного ядра.

Проведя численные расчеты было выяснено: наиболее напряженными участками конструкции являются угловые зоны, поэтому применение уголков крепления оправдано, так как выводит зону сварного шва из наиболее напряженного участка.

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. Обоснована рациональность применения данной металлической обоймы для центрально нагруженных элементов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пат. RU №2122083 Сталебетонный элемент [Текст] / Чихладзе Э. Д., Колчунов В. И., Адамьян И. Р.
2. Яшин, А. В. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при неодноосных напряженных состояниях [Текст] / А. В. Яшин. – М.: НИИЖБ. 1985. – 72 с.
3. Абовский, Н. П., Численные методы в теории упругости и теории оболочек [Текст] / Н. П. Абовский, Н. П. Андреев, А. П. Деруга, В. И. Савченков. – Красноярск: Красноярский университет, 1986. – 384 с.

Поступила в редколлегию 25.06.2012.

Принята к печати 09.07.2012.

Є. В. ІГНАТЕНКО (Українська державна академія залізничного транспорту, Харків)

РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ КОРОТКИХ СТАЛЕБЕТОННИХ КОЛОН

Описана нова конструкція сталебетонного елементу, отримані основні формули для розрахунку сталебетонних колон при статичному короткочасному навантаженні. Приведені можливі варіанти з'єднання профільованого листа у єдину обойму.

Ключові слова: сталебетонний елемент, профільований лист, сталебетона колона

IEVGENII IGNATENKO (Ukrainian state academy of railway transport, Kharkov)

CALCULATION AND DESIGNING THE SHORT STEEL-CONCRETE COLUMN

Design new construction of steel-concrete element, taken a basic formula for calculation steel-concrete column by short duration static stress. Described the possible variants of connection of the profiled sheet in a single holder.

Keywords: steel-concrete element, profiled sheet, steel-concrete column