

На основании полученных выводов сформулировано следующее предложение, касающееся армирования железобетонных конструкций: *для снижения вероятности разрушения железобетонных образцов по причине раскалывания бетона, рекомендуется рабочие стержни арматуры располагать таким образом, чтобы плоскость, проходящая через ее продольные ребра, не совпала с плоскостью вероятного развития трещины раскола.*

Литература

1. Алиев, Ш.А. Сопротивление бетона раскалыванию арматурой / Ш.А. Алиев // Сб. тр. ВНИИжелезобетон. – М., 1961. – Вып. 5. – С. 61 – 78.
2. Драган, А.В. О выборе методики исследования сцепления стальной арматуры с бетоном / А.В. Драган // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2007. – № 1. – С. 12 – 17.
3. Коршунов, Д.А. Анкеровка арматуры в бетоне / Д.А. Коршунов // Бетон и железобетон в Украине. – 2001. – № 4. – С. 18 – 21.
4. Холмянский, М.М. Экспериментальное определение поперечного давления арматуры периодического профиля на бетон / М.М. Холмянский, Ш.А. Алиев, Ф.С. Белавин // Труды ВНИИжелезобетона. Вып. 9. – 1964. – С. 114 – 125.

УДК 624.131.439.4

Бондаренко В.М.; Лукша Л.К., д-р техн. наук, проф.
(БрГТУ, г. Брест; БНТУ, г. Минск)

РАСЧЁТ ПРОЧНОСТИ СТАЛЕТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ЯДРОМ ИЗ БЕТОНА НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ

С середины прошлого века широкое применение в строительстве получили сталебетонные конструкции, представляющие собой полые стальные элементы (профили) квадратного, прямоугольного и круглого сечений, заполненные бетоном.

В отечественной литературе [1 – 3] такие элементы принято определять как «сталебетонные» или просто «трубобетонные», а в зарубежной практике подобные конструкции носят название «concrete-filled steel tubes» (CFST) [4 – 6].

Отечественные и зарубежные исследователи в области сталетрубобетона выделяют целый ряд преимуществ таких конструкций, среди которых можно отметить:

- высокая прочность и повышенная жесткость элементов здания;
- пластичность в предельном состоянии, что исключает опасное хрупкое разрушение;
- при возведении колонн и ригелей в построечных условиях отпадает необходимость применения опалубки (стальная оболочка-труба выполняет функцию оставляемой опалубки).

Вместе с тем, одной из основных проблем, возникающих в процессе нагружения сталетрубобетонных элементов, является обеспечение совместной работы бетонного ядра и стальной оболочки во всем диапазоне нагружения конструкции. Существует возможность отслоения бетонного ядра от стальной оболочки, что может происходить по двум причинам:

- развитие усадочных деформаций в бетоне (главным образом – аутогенной усадки), что создаёт опасность отслоения бетонного ядра от стальной оболочки еще до приложения эксплуатационных нагрузок;
- при работе элемента во второй стадии напряжённо-деформированного состояния (в соответствии с классификацией, изложенной в [1]), соответствующей уровню эксплуатационных нагрузок.

Для решения обозначенной проблемы предлагается целый ряд мероприятий конструктивно-технологического характера [7, 8], которые недостаточно разработаны для практической реализации, либо трудновыполнимы в построечных условиях. Эффективным в этом случае является, на наш взгляд, создание предварительного напряжения в стальной трубе при заполнении внутренней полости напрягающим бетоном. Изменяется при этом кинетика взаимодействия ядра со стальной оболочкой при нагружении, что требует соответствующего учета начального давления при расчёте прочности таких элементов и проведения комплекса экспериментальных исследований. При решении поставленной задачи будем исходить в основном из предпосылок, принимаемых при решении задач по определению прочности сталетрубобетонных элементов на основе традиционных бетонов [1], а именно:

- сталетрубобетонный элемент нагружается кратковременной статической силой;
- материал ядра (бетон) является изотропным, упругопластическим, подчиняющимся линейным либо линеаризованным критериям прочности;
- материал трубы (сталь) подчиняется линейному критерию текучести Сен-Венана;

– зависимости между напряжениями и деформациями для обоих материалов определяются обобщенным законом Гука;

– осевая сжимающая сила передается одновременно и на ядро, и на трубу, в виде жесткого штампа, при этом осевое укорочение стальной трубы равно осевому укорочению бетонного ядра;

– в предельном состоянии учитывается распор ядра, возникающий и от дилатационного эффекта, и от самонапряжения бетона (при этом значении самонапряжения в предельной стадии является постоянной величиной);

– реакция трубы обжимает бетонное ядро, а с учетом продольного сжатия от внешних сил бетон ядра претерпевает трехосное цилиндрическое сжатие;

– стальная труба в предельном состоянии находится в трехосном напряженном состоянии (осевое и радиальное сжатие с кольцевым растяжением);

– предельное состояние сталетрубобетонного элемента наступает при достижении сталью трубы предела текучести.

На основании изложенных предпосылок можно сформировать математическую модель предельного состояния сталетрубобетонного элемента с ядром из бетона на напрягающем цементе (см. рисунок 1):

$$\rho \frac{d\sigma_p}{d\rho} + \sigma_p - \sigma_\theta = 0; \quad (1)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 - f_{sy} = 0; \quad (2)$$

$$\sigma_1 - f'_c - K\sigma_p = 0; \quad (3)$$

$$\varepsilon_{sr} - \varepsilon_{cr} = 0; \quad (4)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_p + \sigma_\theta)]. \quad (5)$$

Зависимость (1) математической модели – это дифференциальное уравнение равновесия осесимметричных тел Ляме – Клапейрона, где ρ – текущий радиус рассматриваемой точки поперечного сечения стальной оболочки; σ_p – радиальное напряжение в элементе; σ_θ – тангенциальное напряжение в стальной трубе.

Уравнение (2) – критерий текучести стали Сен-Венана, где σ_1, σ_3 – экстремальные предельные главные напряжения; f_{sy} – предел текучести стали.

Уравнение (3) – критерий прочности бетона, где σ_1 – максимальное предельное главное напряжение сжатия (трехосная прочность бетонного ядра); f'_c – одноосная (цилиндрическая) прочность бетона на сжатие. K – коэффициент эффективности бокового давления, равный в первом при-

ближении $K = 4$ (как среднее значение), либо более точно во втором и следующих приближениях

$$K = 10 - 100\sigma_p / (f'_c + 15\sigma_p). \quad (6)$$

Уравнение (4) – условие непрерывности осевых перемещений стальной трубы и бетонного ядра, представленное в форме относительных осевых деформаций укорочения ε_{sz} и ε_{cz} .

Уравнение (5) – обобщенный закон Гука в цилиндрических координатах, где ε_z , σ_z – соответственно продольная относительная деформация и напряжение; E – модуль упругости; ν – коэффициент Пуассона.

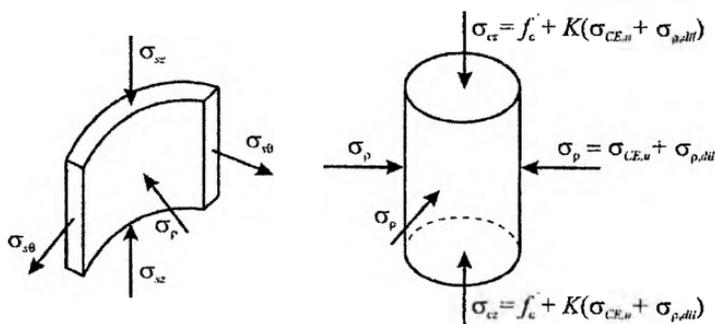


Рис. 1 Напряженное состояние сталетрубобетонного элемента с ядром из бетона на напрягающем цементе

С учетом самоупреждения бетона критерий (3) запишется в виде

$$\sigma_{cz} = f'_c + K(\sigma_{cE,u} + \sigma_{p,dil}), \quad (7)$$

где $\sigma_{cE,u}$ – величина самоупреждения в предельном состоянии; $\sigma_{p,dil}$ – боковое давление за счет дилатационного расширения бетона при сжатии (при образовании микротрещин по Бергу).

Решение системы уравнений (1) – (5) позволяет определить взаимодействие стальной трубы с бетонным ядром в предельном состоянии в форме бокового давления на границе раздела между бетоном и сталью.

Решение системы уравнений удобно начинать с рассмотрения равенства осевых деформаций – уравнение (4). Учитывая обобщенный закон Гука (5) можно записать

$$\frac{1}{E_s} [-\sigma_{sz} - \nu_s(\sigma_\theta - (\sigma_{cE,u} + \sigma_{p,dil}))] = \frac{1}{E_c} [-\sigma_{cz} - \nu_c(-2(\sigma_{cE,u} + \sigma_{p,dil}))], \quad (8)$$

E_s , E_c – модули упругости стали и бетона; ν_s , ν_c – коэффициенты Пуассона стали и бетона.

Дальнейший расчет выполняем в соответствии с решением, полученным в [1].

Величина бокового давления определяется по формуле

$$\sigma_{0,dil} = - \left[\frac{f_{sy} + \alpha f'_c}{\alpha(K - 2\nu_c) - 1} \left[1 - \beta_s \frac{\alpha(K - 2\nu_c) - 1}{1 + \nu_s} \right] + \sigma_{CE,\mu} \right], \quad (9)$$

где $\alpha = E_s/E_c$, $\beta_s = R/r$, R и r – наружный и внутренний радиусы оболочки соответственно.

Знак минус перед дробью означает, что боковое давление является сжимающим, поскольку растяжение в данной задаче считается положительным.

Определяем предельное осевое напряжение в трубе, находящейся в трехосном напряженном состоянии

$$\sigma_{zz} = f_{sy} - |\sigma_{0,dil}| \frac{\beta_s}{\beta_s - 1} \geq 0. \quad (10)$$

Тогда, предельное усилие, воспринимаемое негибким сталетрубобетонным элементом

$$N_u = (f'_c + K |\sigma_{0,dil}|) A_c + \sigma_{zz} A_s, \quad (11)$$

где A_c , A_s – площади поперечного сечения бетонного ядра и стальной трубы.

Коэффициент K во втором и следующих приближениях должен вычисляться в соответствии с (6) по формуле

$$K = 10 - 100 |\sigma_{0,dil}| / (f'_c + 15 |\sigma_{0,dil}|). \quad (12)$$

Для практических расчетов формула (11) приобретает вид

$$N_{pl,Rd} = (f'_{cd} + K |\sigma_{0,dil}|) A_c + f_{sz,d} A_s, \quad (13)$$

$f_{sz,d}$ – расчетное осевое сопротивление стальной оболочки; f'_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию.

При этом величины K , $\sigma_{0,dil}$, $f_{sz,d}$ определяются с учетом расчетных характеристик материалов.

Одной из предпосылок при построении вышеизложенного расчета прочности было то, что в предельной стадии взаимодействие бетонного ядра и стальной оболочки обуславливается двумя независимыми процессами – это распор ядра, возникающий и от дилатационного эффекта, и давление ядра в следствие самонапряжения бетона (при этом значение само-

напряжения в предельной стадии является постоянной величиной). Останемся на более подробном анализе данных предположений.

При нагружении сталетрубобетонных элементов без предварительных напряжений в оболочке вследствие разницы коэффициентов Пуассона стали и бетона ($\nu_s \approx 0,3$; $\nu_c \approx 0,2$) совместность деформаций обеспечивается только в продольном направлении. В поперечном (или тангенциальном) направлении условие совместности деформаций не выполняется, а бетонное ядро работает в условиях одноосного сжатия. После достижения уровня напряжений или деформаций в бетоне значений, соответствующих верхней границе микротрещинообразования, возникает давление ядра на оболочку вследствие дилатации бетона.

При наличии предварительных напряжений в оболочке, вызванных собственными деформациями ядра из напрягающего бетона, при нагружении совместность поперечных деформаций обеспечивается. Ядро при этом работает в условиях трехосного сжатия. При этом часть величины преднапряжения оболочки в поперечном направлении расходуется на компенсацию возможной разности поперечных деформаций, что влечет за собой и изменение уровня обжатия бетонного ядра (величины самонапряжения). После достижения уровня напряжений или деформаций в бетоне значений, при которых коэффициент его поперечных деформаций начинает превышать коэффициент поперечных деформаций стали, возникает давление ядра на оболочку вследствие дилатации бетона, а значение самонапряжения с этого этапа нагружения остается постоянным вплоть до предельной стадии.

Таким образом, для расчета прочности сталетрубобетонных элементов с ядром из бетона на напрягающем цементе необходимо знать не только величину начального самонапряжения $\sigma_{CE,0}$, определяемую на этапе прогнозирования собственных деформаций ядра из напрягающего бетона, но и значение самонапряжения в предельной стадии $\sigma_{CE,u}$.

При наличии аналитического описания диаграммы деформирования бетона при трехосном сжатии, выраженного через уровень напряжений и величину бокового обжатия, и зависимости для определения коэффициента Пуассона бетона, выраженной через уровень напряжений, значение самонапряжения в предельной стадии $\sigma_{CE,u}$ определяется в следующей последовательности:

1) задаемся приращением напряжений

$$\sigma_{cz,j} = \sigma_{cz,j-1} + \Delta\sigma_{cz}; \quad (14)$$

2) на каждом этапе считаем значение бокового обжатия постоянной величиной

$$\sigma_{CE,i} = const; \quad (15)$$

3) определяем приращение продольных относительных деформаций $\Delta \varepsilon_{\alpha i}$;

4) вычисляем значение коэффициента Пуассона $\nu_{c,i}$, соответствующее уровню напряжений на i -м этапе;

5) вследствие совместности продольных деформаций выполняется условие:

$$\Delta \varepsilon_{\alpha i} = \Delta \varepsilon_{\alpha i}, \quad (16)$$

6) приращение тангенциальных деформаций преднапряженной стальной оболочки определяем по формуле

$$\Delta \varepsilon_{\alpha i} = (\nu_s - \nu_{c,i}) \cdot \Delta \varepsilon_{\alpha i}, \quad (17)$$

7) приращение тангенциальных напряжений в стальной оболочке определяем с помощью обобщенного закона Гука

$$\Delta \sigma_{\alpha i} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} (\Delta \varepsilon_{\alpha i} + \nu_s \varepsilon_{\alpha i}), \quad (18)$$

8) вычисляем значение бокового обжатия для $i+1$ -го этапа по формуле:

$$\sigma_{CE,i+1} = \sigma_{CE,i} + \Delta \sigma_{\alpha i} \rho_0, \quad (19)$$

а с учетом (16) – (18) имеем

$$\sigma_{CE,i+1} = \sigma_{CE,i} - \nu_{c,i} \Delta \varepsilon_{\alpha i} \rho_0, \quad (20)$$

ρ_0 – коэффициент поперечного армирования;

9) число итераций n определяется следующим условием

$$\nu_{c,n} = \nu_s, \quad (21)$$

10) искомое значение самонапряжения в предельной стадии получаем из следующего равенства

$$\sigma_{CE,n} = \sigma_{CE,n}. \quad (22)$$

При наличии аналитического описания диаграммы деформирования бетона при трехосном сжатии, выраженного через уровень деформаций и величину бокового обжатия, а также зависимости для определения коэффициента Пуассона бетона, выраженной через уровень напряжений, значение самонапряжения в предельной стадии $\sigma_{CE,u}$ определяется аналогичным образом. Отличие состоит в том, что задаваясь приращением относительных продольных деформаций, вычисляем значение уровня напряжений на i -м этапе и соответствующего ему коэффициента Пуассона $\nu_{c,i}$. Дальнейший расчет выполняем в соответствии с (16) – (22).

Значительно упрощает расчет использование зависимости для определения коэффициента Пуассона бетона, выраженной через уровень деформаций и величину бокового обжатия. При этом, задаваясь приращением относительных продольных деформаций, непосредственно с помощью формул (16) – (22) определяем значение самонапряжения в предельной стадии $\sigma_{CE,н}$.

Следует также отметить, что представленный выше алгоритм позволяет определить минимально необходимое значение самонапряжения $\sigma_{CE,мин}$, необходимого для обеспечения условия совместности поперечных деформаций стальной оболочки и бетонного ядра.

Заключение:

1. Разработанная методика позволяет выполнить расчет прочности сталетрубобетонных элементов с ядром из бетона на напрягающем цементе при центральном сжатии, и определить минимально необходимую величину начального самонапряжения для обеспечения совместности поперечных деформаций стальной оболочки и бетонного ядра в зависимости от механических и геометрических характеристик материалов.

2. Представленные положения по расчету прочности, определению значения предварительного напряжения в предельной стадии и величины минимально необходимого преднапряжения для обеспечения совместности поперечных деформаций композитного элемента справедливы при любом способе создания начальных предварительных напряжений в стале-трубобетонных элементах.

Литература

1. Лукша, Л.К. Прочность трубобетона / Л.К. Лукша. – Минск: Высш. шк., 1977. – 96 с.
2. Кикин, А.И. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном / А.И. Кикин, Р.С. Санжаровский, В.А. Труль. – М.: Стройиздат, 1974. – 144 с.
3. Стороженко, Л.И. Трубобетонные конструкции / Л.И. Стороженко. – Киев: Будівельник, 1978. – 80 с.
4. Design Guide for SHS Concrete-Filled Columns. – Corus Tubes, 2002.
5. Morino, S. Concrete-Filled Steel Tube Column System-Recent Research and Construction in Japan / S. Morino // Proceedings of the 1st FIB Congress. – Japan, 2002.
6. 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 / I. Nishiyama [et al.]. – BRI Research Paper № 147, 2002.

7. Мартиросов, Г.М. Трубобетонные элементы из бетона на напрягающем цементе / Г.М. Мартиросов, А.И. Шахворостов // Бетон и железобетон. – 2001. – № 4. – С. 12 – 13.
8. Кришан, А.Л. Сталетрубобетонные колонны с предварительно обжатым ядром / А.Л. Кришан, М.Ш. Гареев, А.И. Сагадатов // Бетон и железобетон. – 2004. – № 6. – С. 9 – 13.

УДК 624.01

Матчан В.А., канд. тех. наук; Давыдюк А.И.; Полюхович А.А.
(БрГТУ, г. Брест)

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЁТ ПЛОСКИХ МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Рассматриваются особенности плоских монолитных перекрытий. Выявлены основные проблемы, возникающие при проектировании, и представлены возможные конструктивные решения этих проблем. Приведены наиболее часто применяемые схемы армирования перекрытий и выявлены их достоинства и недостатки.

Стоимость перекрытий в общей стоимости жилого дома составляет от 15 до 20 %; построчные затраты труда на их устройство – до 25 %. Следовательно, внимательное отношение к выбору рациональной конструкции перекрытий может оказать большое влияние на эксплуатационные качества дома, а также на снижение его стоимости.

Перекрытия по своему конструктивному решению бывают балочными и безбалочными, последние, в свою очередь, делятся на капитальные и бескапитальные. Безбалочные и бескапитальные перекрытия называют плоскими. Как показал проведенный анализ [1], именно эти перекрытия и являются наиболее подходящими для жилого строительства. Плоские перекрытия имеют наименьшую конструктивную высоту, ровный и гладкий потолок, дают возможность свободно расположить внутреннее оборудование и инженерные сети.

Без поддерживающих балок колонны имеют тенденцию продавливать плиты перекрытия. Поэтому первые безбалочные перекрытия делались, имевшими расширяющуюся вверх часть – капители. Патент на такую конструкцию впервые был зарегистрирован в США Орландо Норкросом в 1902 году. В 1908 году в Москве под руководством А.Ф. Лолейта было за-