

6. Особенности применения и расчета металлозубчатых пластин. MiTek Россия. Технология для деревянных конструкций [Электронный ресурс]. – 2011. – Режим доступа <http://www/mitek.ru/zubchatyeplastiny/plastiny/primenenie-MZP.html> – Дата доступа: 15.09.2014.

7. Сморчков, А.А. Исследования работы составных стержней на дискретных связях / А.А.Сморчков, А.С. Шевелев // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – № 1. – С. 16–17.

8. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25–80. Введ.05.20.2011. – М.: Минрегион России, 2010. – 86 с.

9. Технический кодекс установившейся практики. Деревянные конструкции. ТКП 45-5.05-146–2009 (02250). – Введ. 01.01.2010. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 63 с.

10. Шишкин, В.Е. Конструкции из дерева и пластмасс / В.Е. Шишкин. – М.: Стройиздат, 1966. – 331с.

УДК 624.072

К ВОПРОСУ О РАСЧЕТАХ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ЕВРОКОДУ 4

ЗВЕРЕВ В. Ф., КАЗЮТИНА М. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь.

В настоящее время существует несколько стандартов проектирования трубобетонных колонн (CFSt). В большинстве международных стандартов проектирования ограничивают значения гибкости менее чем на 40 (Brain Uy 2001). Тем не менее, некоторые рекомендации по разработке трубобетонных колонн предоставлены Европейским комитетом по стандартизации, Американским институтом бетона и Китайским кодексом. Стандарты проектирования основаны на нескольких различных теориях, которые могут давать разные результаты, а приложения к стандартам значительно варьируется.

Методика расчета трубобетонных конструкций по Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures

В современном строительстве Германии сталежелезобетонные и трубобетонные конструкции, которые объединяются одним общим термином «сталебетонных конструкции» (Verbundstützen), получили широкое распространение. Элементы сталебетонных конструкций выполняются с внешним или внутренним армированием прокатными профилями, имеют прямоугольную или круглую форму поперечного сечения и обязательно с бетонным заполнением. Они могут быть дополнительно армированные стержневой арматурой (рис. 1).

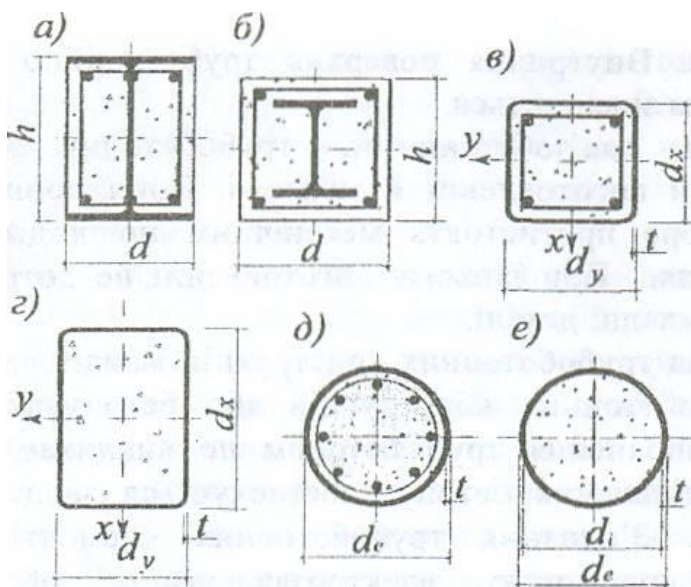


Рис. 1. Основные типы поперечных сечений сталебетонных элементов

В ФРГ расчет сталебетонных конструкций выполняется по нормам «E DIN 18800-5 Verbundbau», которые являются развитой европейской нормой Eurocode 4 и распространяются на проектирование сталебетонных элементов любого типа и формы поперечного сечения, нагруженных продольными силами и изгибающими

моментами. Расчет сжатых сталебетонных элементов выполняется по предельным состояниям.

Рассматриваются такие виды расчетов:

1. По несущей способности. При этом в зависимости от конструктивных факторов, расчет производится:

а) с учетом начальных несовершенств, по так называемой теории 2-го порядка. Такой расчет выполняется в случае, если доля усилий от действия изгибающего момента M в поперечном сечении превышает 10 %;

б) с учетом усадки и ползучести бетона, когда усилия от изгибающего момента M составляют более 10 % от общих усилий всего нагрузки;

в) по критическим напряжениями с учетом продольного изгиба.

2. На прочность стыков.

3. На взаимодействие под нагрузкой по поверхности контакта между стальным профилем (трубой) и бетонным заполнителем.

4. На прочность элемента по сдвиговому усилию от действия предельной поперечной силы.

Положения норм Е DIN 18800-5 распространяются на все виды сталебетонных конструкций. Общеизвестно, что между несущими элементами, поперечное сечение которых состоит из стального профиля, арматуры и бетона, не существует четкого разграничения, к какому типу конструкций они принадлежат. Это потому, что один тип может плавно переходить в другой. Поэтому немецкие нормы характеризуют сталебетонных конструкции как таковые, в которых доля площади сечения стального профиля незначительна по сравнению с общей площадью поперечного сечения всего элемента.

Для четкого и качественного определения элементов, относящихся к сталебетонным, установлена область сталебетонных конструкций. Для этого введен специальный параметр поперечного сечения, так называемый коэффициент эффективности поперечного сечения δ . Этот коэффициент описывает отношение несущей способности отдельно взятого стального профиля (трубы), как самостоятельного элемента (без участия бетона), к несущей способности сталебетонного элемента. Коэффициент эффективности поперечного сечения является показательной характеристикой и определяется по формуле

$$\delta = \frac{R_s A_s}{N_{pb}}$$

где R_s – расчетное сопротивление стального профиля;

A_s – площадь поперечного сечения стального профиля;

N_{pb} – прочность сталебетонного элемента без учета гибкости.

Элементы, работающие на сжатие, рассчитываются как сталебетонных, если соблюдается условие $0,2 \leq \delta \leq 0,9$.

При $\delta > 0,9$ сжатый элемент рассчитывается как элемент металлической конструкции, а при $\delta < 0,2$ – как элемент железобетонной конструкции.

При проектировании сталебетонных конструкций следуют установленные нормами предельные соотношения размеров поперечного сечения элементов с толщиной полки (стенки) стального прокатного профиля.

Так, для сталебетонных элементов (сечения типа *a*, рис. 1) нормы рекомендуют принимать $d / t_f < 44-240 / R_s$, где t_f – толщина полки двутавра,

для прямоугольных (сечений типа *z*, рис. 1) – $d_x / t < 52-240 / R_s$,

для трубобетонных сечений (сечение типа *e*, рис. 1) – $d_x < 90-240 / R_s$.

В соответствии с нормами расчет сталебетонных элементов выполняется двумя способами: точным и приближенным. Точный метод расчета (расчет по теории 2-го порядка) выполняется по деформированной схеме, которая учитывает возможные начальные геометрические и структурные несовершенства конструкции, местную устойчивость и образование трещин, а также все особенности, которые возникают при изготовлении, транспортировке и др.

Упрощенный метод расчета распространяется на элементы с симметричной формой поперечного сечения. При расчете по упрощенным методом отношений сторон должно удовлетворять условию $0,2 < h / b < 5,0$.

Если открытые торцы сталебетонных элементов полностью забетонированы и имеют толщину защитного слоя бетона не менее 40 мм и не менее 1/6 размера меньшей стороны поперечного сечения торца элемента, то влияние открытых торцов на работу элемента не учитывается.

Защитный слой бетона учитывается в работе сталебетонных элементов, если соблюдается условие $a_{x, \max} \geq 0,3 h$ и соответственно $a_{y, \max} \geq 0,4b$, где $a_{x, \max}$, $a_{y, \max}$ – максимальная толщина защитного слоя бетона меньшей стороны сечения (вдоль оси x) и большей стороны сечения (вдоль оси y).

При наличии в сталебетонных элементах продольной арматуры максимальная площадь поперечного сечения принимается в размере 6 % от площади поперечного сечения бетона. Величина предельных значений напряжений в бетоне сталебетонного элемента принимается αR_b , где α – отношение прочности бетона при загрузке $R_{b, \text{шт}}$ до прочности бетона с учетом длительных процессов R_{b1} .

Влияние поперечных сил учитывается в случае, когда величина поперечного усилия, воспринимаемого прокатным профилем (трубой), составляет больше половины значения расчетного сопротивления металла. В этом случае поперечное усилие распределяется между стальным профилем и бетоном пропорционально моментам сопротивления их поперечных сечений.

При расчетах сталебетонных элементов с учетом продольного изгиба величина жесткости элемента принимается в зависимости от способа расчета. В обоих случаях жесткость сталебетонного элемента представляет собой сумму жесткостей отдельных его составляющих: стального профиля, бетона и арматуры.

Жесткость сталебетонного элемента в случае обычного способа расчета определяется формулой

$$(EI)_{wk} = E_p I_p + 0,6E_b I_b + E_s I_s.$$

Поправочный коэффициент 0,6 предусмотрен на случай образования трещин.

Жесткость сталебетонного элемента при расчете по деформированной схеме (по теории 2-го порядка) равна

$$(EI)_{wd} = 0,9(E_p I_p + 0,5E_b I_b + E_s I_s).$$

В последних двух формулах: $E_p I_p$, $E_b I_b$ и $E_s I_s$ – соответственно жесткости стального профиля, бетона и арматуры.

Модуль упругости бетона E_b определяется согласно нормам DIN 1045-1. Образование трещин в бетонном заполнителе сталебетонного элемента при расчете по теории 2-го порядка учитывается коэффициентом 0,5.

Гибкость проверяют для того, чтобы колонна оказалась в диапазоне применимости упрощенного метода. Влияние длительных процессов (усадки и ползучести бетона) на несущую способность сталебетонных элементов учитывается только в элементах с незначительным эксцентриситетом приложения внешней нагрузки ($e / d < 2$) и в случае, если их гибкость не превышает предельно установленного значения λ_r . Предельное значение гибкости принимается:

– для элементов, поперечное сечение которых состоит из прокатных профилей или представляет собой сечение с внешним армированием $\lambda_r = 0,8$ при неизменной конструктивной схеме и $\lambda_r = 0,5$ при переменной конструктивной схеме;

– для трубобетонных элементов $\lambda_r = 0,8 / (1 - \delta)$ и соответственно $\lambda_r = 0,5 / (1 - \delta)$.

Влияние длительных процессов (усадки и ползучести бетона) учитывается более упрощенно, то есть с понижением величины вычисленного модуля упругости бетона. В этом случае считается, что часть напряжений перераспределяется на стальной профиль. Модуль упругости бетона с учетом усадки и ползучести бетона в этом случае определяется по выражению

$$E_{bp} = E_b [1 - 0,5(N_g / N_{tot})],$$

где N_{tot} – продольное усилие от всего нагрузки;

N_g – постоянная часть нагрузки.

В случае постоянного действия длительной нагрузки модуль упругости бетона E_b сокращается вдвое.

Для практических инженерных расчетов сталебетонных элементов на осевое сжатие при длительном воздействии нагрузки немецкие нормы рекомендуют упрощенный способ определения размеров поперечного сечения, при котором расчет выполняется вручную. Этот способ учитывает также влияние усадки и ползучести бетона и хорошо сочетается с европейскими критериями определения критических состояний. Упрощенный способ распространяется на расчет центрально сжатых сталебетонных элементов, в которых поперечное сечение двойной симметричной формы и является неизменным по высоте элемента. При этом особо подчеркивается недопустимость несоблюдения указанных конструктивных требований.

Кроме того, упрощенный способ предполагает наличие достаточной толщины защитного слоя бетона.

Положения норм распространяется на элементы с малой относительной гибкостью ($\lambda \leq 0,2$) или с незначительным относительным продольным усилием ($N_{tot} / N_1 \leq 0,1$).

где λ – относительная приведенная гибкость элемента;

N_{tot} – суммарное продольное усилие от всего нагрузки;

N_1 – усилие от длительного воздействия доли нагрузки.

Относительная приведенная гибкость сталебетонных элементов определяется по формуле

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{ph,l}}{N_{cr}}}$$

где $N_{ph,l}$ – несущая способность сталебетонного элемента с учетом длительных процессов;

N_{cr} – условная критическая сила по формуле Л. Эйлера, равная

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(EI)_{wk}}{l^2}$$

где $(EI)_{wk}$ – фактическая жесткость элемента с учетом начальных несовершенств;

l – длина элемента.

Несущая способность сталебетонных элементов при осевой сжатия с учетом длительных процессов согласно немецким нормам определяется по формуле

$$N_{ph,l} = R_{sp}A_p + \alpha_i R_b A_b + R_s A_s, \quad (1)$$

где R_{sp}, R_b, R_s – соответственно расчетные сопротивления стального профиля, бетона и арматуры

A_p, A_b, A_s – площади поперечного сечения стального профиля, бетона и арматуры соответственно

α – коэффициент, учитывающий длительные процессы, принимается равным 0,85.

Расчет сталебетонных элементов с учетом продольного изгиба (при $\bar{\lambda} < 0,2$) выполняется в соответствии с нормами DIN 18800-2, которые также согласны с европейским подходом к определению

критических напряжений в предельном состоянии. Расчет по прочности с учетом продольного изгиба выполняется в случае, когда для обеих главных осей поперечного сечения соблюдается условие

$$\frac{N_{tot}}{\chi N_{pb}} \leq 1,0,$$

где χ – относительная несущая способность сталебетонного элемента, отношение несущей способности с учетом гибкости N_{Rd} до расчетной несущей способности без учета гибкости $N_{pl,Rd}$:

$$\chi = \frac{N_{Rd}}{N_{pl,Rd}}.$$

Подбор поперечного сечения сжатых сталебетонных стоек круглого сечения (трубобетонных элементов) с учетом продольного изгиба можно выполнять с помощью специальных графиков. Наличие таких графиков оказывает существенную помощь в выборе нужного диаметра и толщины стенки трубы d_e x t_s , для заданной несущей способности N_{Rd} (Tragfähigkeit) и длины элемента l .

Приведенный способ расчета сжатых сталебетонных элементов по нормам DIN18800-5 достаточно простой и испытанный годами. В то же время он имеет существенные недостатки, которые можно свести к следующему:

– При расчете сжатых сталебетонных элементов со сводной гибкостью $\bar{\lambda} < 5,0$ и при незначительных эксцентриситетах имеет место значительный перерасход бетона и стали, так как для таких элементов коэффициент эффективности работы бетона достигает 3,0 и более, а в немецких нормах он принимается равный 1,0.

В немецких нормах практически отсутствуют разделы, которые были бы посвящены возможности вариационного проектирования с применением методов оптимизации и надежности. Это также уменьшает возможность более широкого применения сталебетон в строительстве.

В общем случае в EN 1994-1-1 «Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» несущая способность на сжатие заполненных бетоном труб круглого сечения в пластической стадии определяется по следующей формуле:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}, \quad (2)$$

Данная формула основывается на боковом расширении, которое возникает в бетоне под воздействием осевого сжатия, что приводит к кольцевым напряжениям растяжения в стальной трубе и трехосному сжатию в бетоне. Это увеличивает прочность сжатого бетона до величины, которая превышает снижение расчетного сопротивления стали сдвигу при вертикальном сжатии. Коэффициенты η_a и η_c учитывают этот эффект.

При отсутствии эксцентриситета значения $\eta_a = \eta_{a0}$ и $\eta_c = \eta_{c0}$:

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

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

Влияние ограничения поперечных деформаций в прямоугольных трубах, заполненных бетоном, меньше, так как в этом случае возможно развитие кольцевых растягивающих усилий. Во всех трубах учитывается снижение эффекта ограничения поперечных деформаций из-за влияния изгибающих моментов, потому что снижаются продольная деформация сжатия в бетоне и соответствующее расширение в боковом направлении. С увеличением гибкости при росте нагрузки роль изгиба возрастает, а соответственно, снижается влияние поперечного расширения.

По этой причине коэффициенты η_a и η_c зависят от эксцентриситета приложения нагрузки и от гибкости элементов. Вклад от заполнения бетона оказывается ниже $1,0 f_{cd} A_c$ в результате решение становится похожим на уравнение (1). Учитывается наименьшая величина вклада стали – $0,75 A_s f_{yd}$, где $\bar{\lambda} = 0$ и $e/d = 0$. Это ниже, чем в уравнении (1), которое может быть использовано там, где оно дает большее общее сопротивление, чем при использовании уравнения (2).

Для большинства колонн метод требует выполнения расчета второго порядка, во время которого особое внимание уделяется искривлениям колонны. Тем не менее элемент подвергается полному сжатию, что делает возможным использование кривой деформации EN 1993-1-1. Для колонн, отвечающих предварительным требованиям,

это полезное упрощение, потому что кривые допускают несовершенство элементов. Фактор снижения χ зависит от гибкости λ . Кривые деформаций также полезны, как предварительная проверка колонн на действие концевых моментов; если сопротивление нормальной силе N_{ed} недостаточно, ясно, что рассматриваемая колонна не годится.

На практике большинство стоек подвергается продольному изгибу, и, следовательно, в расчетах требуется учет эффектов второго порядка. Это можно сделать путем расчетов второго порядка для элементов конструкции, рассматриваемых как идеально защемленные, но подверженные действию моментов защемления и сил, полученных из общего расчета. Должны быть учтены любые промежуточные нагрузки. Расчеты нужны для получения максимального момента в стойке, который далее принимается за расчетный момент $M_{Ed\max}$.

Учет эффектов второго порядка из-за несовершенств элементов конструкции дают максимальный изгибающий момент для элемента. Альтернативой для расчета второго порядка является использование методики расчета кривой критических напряжений при продольном изгибе, приведенной в EN 1993-1-1.

УДК 624

К ВОПРОСУ О ПРИМЕНЕНИИ ПОСТНАПРЯЖЕНИЯ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ МОНОЛИТНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

ЗВЕРЕВ В. Ф., СОКОЛОВСКАЯ Е. И

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В настоящее время в Республике Беларусь широкое распространение получило строительство зданий и сооружений каркасной конструктивной системы из монолитного железобетона. Как показывает практика, современные требования к архитектурно-планировочным решениям торгово-развлекательных центров, паркингов, многофункциональных комплексов, а зачастую и жилых зданий, предусматривают необходимость реализации сетки колонн