

Особенности расчёта конструкций с использованием лёгких стальных тонкостенных конструкций на основе Еврокода EN 1993-1-3 и EN 1993-1-5

А.Н. Леонова, К.А. Акопян, Е.А. Федотова

Кубанский Государственный Технологический Университет, Краснодар

Аннотация: В данной статье раскрыт вопрос, касающийся расчетов конструкций с использованием лёгких стальных тонкостенных конструкций на основе Еврокода. Описывается основная причина недостаточного объема применения конструкций из лёгких стальных тонкостенных конструкций в России. Приводятся некоторые гибкости, коэффициенты и их значения. Указываются необходимые виды проверок по каждой конструкции. В статье содержится информация о методах соединения элементов из гнутых профилей лёгких стальных тонкостенных конструкций. Также сказано о видах расчётных нагрузок на конструкции стального каркаса из профилей.
Ключевые слова: расчёт, Еврокод, конструкция, ферма, арка, пояс, сечение, характеристика, момент, коэффициент.

За последние 10-12 лет в России сформировалась новая отрасль строительной индустрии - разработка, изготовление и применение ЛСТК из холодногнутой оцинкованной профилей для зданий и сооружений различного назначения. В 2015-м году объем производств ЛСТК в России составил около 1,5 млн. тонн, причём 2/3 этого объема приходится на профилированные настилы, включая заборы. Это значительно меньше, чем в США, Англии, Швеции, несмотря на то, что отечественные металлурги готовы ежегодно поставлять для строительства до 4 млн тонн оцинкованного листа толщиной до 3 мм включительно.

Причиной недостаточного объема применения ЛСТК в России специалисты считают кризис, отсутствие национальных стандартов по расчёту и проектированию ЛСТК и безразличное, а порой негативное отношение федеральных властей к развитию этой перспективной отрасли строительства [1]. При этом область эффективного применения ЛСТК в

России с каждым годом расширяется практически стихийно с учётом потребностей строительного рынка.

Еврокод EN 1993 дает следующее ограничение по расчёту - ограничение по гибкости грани (по соотношению толщины и ширины граней профилей) (EN 1993-1-5-2006. Eurocodes 3 - Design of steel structures - Part 1.5: Plated structural elements. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 53 pp.). При этом для определения расчётных характеристик сечения гнутых профилей допускается использовать идеализированные сечения, состоящие из плоских участков с острыми углами вместо сечений с закругленными углами в местах сгиба профилей [2]. В связи с тонкостенностью данных конструкций в упругой стадии работы допускается потеря местной устойчивости, и расчётные характеристики геометрических сечений принимаются с учётом редукиции, которая уменьшает рабочие сечения этого элемента. Влияние потери местной устойчивости учитывается при этом с использованием коэффициента редукиции, который зависит от условной гибкости сжатых пластинок. При условной гибкости меньше 0,673 никакой местной устойчивости не предполагается, а коэффициент редукиции составляет 1. При большей условной гибкости коэффициент редукиции меньше 1 и определяется по формуле, которая преобразована в Еврокоде. Многие значения в данном расчёте основаны на эмпирике.

Для выступающих элементов, не ограниченных и не опертых с двух сторон, а также для пластинок принимается повышенное значение условной гибкости (более 0,748), при этом коэффициент редукиции меньше 1.

Эффективная площадь сечения определяется в предположении, что поперечное сечение сжатой пластинки испытывает напряжение только от равномерного осевого сжатия. При несимметричных поперечных сечениях возможный эксцентриситет между центром эффективной площади и центром

тяжести полного сечения дает дополнительный момент, который должен учитываться при проверке прочности поперечного сечения. Эффективная площадь определяется умножением полной площади на понижающий редуцирующий коэффициент.

Потеря местной устойчивости сжатых элементов (участков) сечения учитывается в соответствии с требованиями Еврокода EN 1993-1-5, в котором за основу принимается эффективная ширина рабочего участка, а «неработающие» участки сечения не учитываются (EN 1993-1-3 «Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules-Supplementary rules for cold formed members and sheeting», 1993. 192 pp.). Характеристики сечения определяются с учётом оставшихся частей сечения. В тех случаях, когда в расчётах возможно применение идеализированного сечения, состоящего из прямолинейных элементов с острыми углами (то есть при $r < 5t$ и $r < 0,10b_p$). Условная ширина b_p плоских элементов сечения, используемая для вычисления характеристик эффективного сечения, может быть принята как ширина идеализированных элементов [3].

В Еврокоде расчётная толщина профиля определяется как разность суммарной толщины с цинком за минусом цинка. В этом присутствует неточность, потому что расчётная толщина профиля уже задается в толщине самой заготовки по ГОСТу [4]. Поэтому не нужно из той толщины, которая задается в ГОСТе, вычитать цинк, так как получится неверная цифра. Необходимо задавать именно толщину заготовки, и на той стадии, которая идёт без цинка. А толщину цинка надо проверять при входном контроле, к расчёту это отношения не имеет.

Для определения геометрических характеристик эффективного поперечного сечения термопрофилей (рис. 1) допускается, что перфорированные участки на стенке профиля исключаются из работы при

продольном сжатии и в расчёте не учитываются. Рабочие площади остальных участков сечения профилей определяются в соответствии с расчётом составляющих сечение пластинок [5]. Эффективная площадь поперечного сечения термопрофиля при продольном сжатии определяется как сумма рабочих площадей сечения составляющих его сплошных участков, кроме перфорированных участков на стенке профиля.

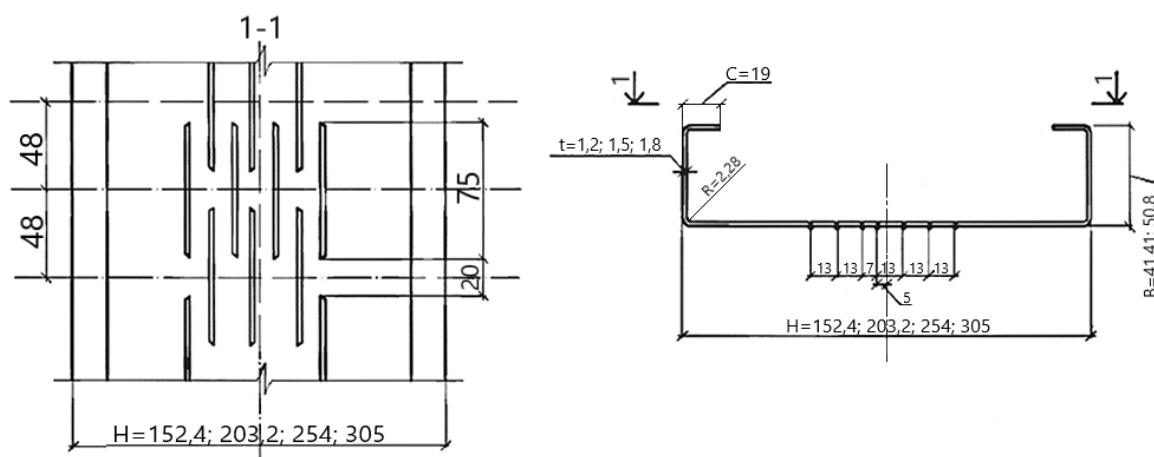


Рис. 1. - Схема одного из возможных вариантов термопрофиля

Экспериментальные исследования работы термопрофилей при продольном сжатии, проведённые в Дании в 2015-м году, показали, что перфорированная часть этих профилей рано теряет местную устойчивость и несущая способность сжатого элемента зависит в основном от прочности и устойчивости сплошных участков сечения профиля.

При определении несущей способности холодноформованного профиля при действии осевого усилия и изгиба вводятся эффективные расчётные площади сечения и эффективные моменты сопротивления, которые определяются с учетом возможной редукиции. Несущая способность холодноформованного профиля при сжатии и изгибе вычисляется по тем же принципам, только появляется нюанс - необходимо учитывать дополнительный момент за счёт смещения нейтральной оси редуцированного сечения относительно положения оси в полном сечении. Это находит

отражение в формулах проверки [6]. При изгибе одна полка сжата, другая растянута - это также учитывается при определении несущей способности этих пластин.

Понижающий коэффициент при потере устойчивости определяется в зависимости от условной гибкости, соответствующей кривым, приведённым в Еврокоде.

Критический момент при упругой потере устойчивости из плоскости изгиба с кручением определяется по формуле из Еврокода. При совместном действии изгиба и сжатия нельзя производить учет при раздельном действии этих усилий [7]. Но методики совместного учета этих усилий пока нет, она в процессе разработки.

Осуществляется проверка несущей способности профилей при смятии на опорах или в пролёте по формуле, взятой из американских норм. Она отличается членом, учитывающим отношение высоты профиля к толщине, то есть гибкости стенки. Данный член в формуле необходим при проверке местной устойчивости [7]. В Еврокоде он отсутствует, поэтому для расчетов берется данная формула из американских норм, так как она более точная. Коэффициенты в формуле также взяты из американских норм, в связи с тем, что все они получены именно экспериментально.

При совместном действии изгибающих моментов и осевого сжатия проверка прочности элементов из гнутых профилей выполняется с учётом редуцированных сечений, геометрические размеры которых определяются по методике, разработанной для расчёта элементов при раздельном действии этих усилий [8]. При этом проверка приводит к результатам, существенно отличающимся от реальной прочности, так как редуцированное сечение и соответствующие ему геометрические характеристики в этом случае оказываются другими по сравнению с редуцированным сечением элемента,

рассчитанного при совместном действии осевого сжатия и изгибающих моментов.

Расчёт арочных бескаркасных элементов покрытий на прочность и устойчивость ведётся методом конечных элементов с использованием ПК SCAD [9]. В данном расчёте необходимо обязательно учитывать геометрически нелинейную работу конструкции в связи с тем, что широкие полки стенки имеют начальные гофры, которые естественно снижают расчётную прочность этих сечений, уменьшают их критические нагрузки при потере устойчивости. Редукционный коэффициент значительно снижается этим гофрированием.

Неполное включение пояса и стенок в работу за счёт большей податливости рифлёного листа в сравнении с плоским при восприятии напряжений в плоскости листа при поперечном изгибе профиля учитывается редукционным коэффициентом, который определяется как отношение жёсткости на осевое усилие $P=1$ рифленого листа к жёсткости листа той же толщины без рифов.

В результате выполненных расчётов определяют эпюры нормальных сил (N) и моментов (M), по которым вычисляют напряжения в наиболее нагруженных верхней и нижней фибрах сечения профиля при расчётном сочетании нагрузок [9]. Расчёты выполняются для однослойных, двухслойных и усиленных двухслойных арочных покрытий с высотой в середине пролёта не менее $f=1/3L$, где L -пролёт.

Усилия от распора арочного покрытия под действием расчётных нагрузок должны восприниматься затяжками, расположенными на уровне опор арочного покрытия или конструкциями, поддерживающими арочные покрытия на опорах (например, продольными стенами, балками или фундаментами).

Гибкость элементов ферм не должна превышать следующих значений:

1. Для пояса, опорных раскосов и стоек, передающих опорные реакции в плоских фермах, предельная гибкость сжатых элементов - 120, а растянутых - 350;
2. Для элементов плоских ферм, кроме указанных в пункте 1, предельная гибкость сжатых элементов - 150, растянутых - 400;
3. Для верхних поясов ферм, не закреплённых в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по пункту 1), предельная гибкость сжатых элементов - 180.

Коэффициент расчётной длины колонн постоянного сечения зависит от условий закрепления концов колонны и вида нагрузки. Гибкость основных и второстепенных колонн не должна превышать 120 и 150 соответственно. Для оценки эксплуатационной пригодности изгибаемых элементов их прогиб рассчитывали от нормальных нагрузок. Он не должен превышать предельного значения f_{\max} в пределах упругой работы конструкции. Для расчёта прогиба элемента должны использоваться характеристики эффективного поперечного сечения, учитывающего возможную потерю местной устойчивости.

Расчёт соединений в ЛСТК во многом зависит от эксперимента. Еврокод дает формулы для проверки прочности, несущей способности самосверлящих винтов, комбинированных заклёпок и болтов [10]. Для соединений элементов из гнутых профилей ЛСТК применяются следующие методы:

- Самосверлящие самонарезающие винты (рис. 2)
- Вытяжные комбинированные заклёпки (рис. 3)
- Болты класса точности Б и класса прочности 5,6-8,8

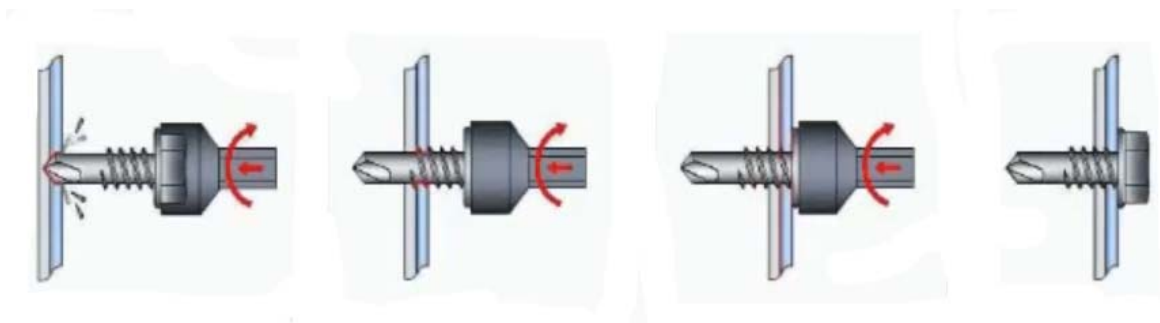


Рис. 2. - Самосверлящие самонарезающие винты



Рис. 3. - Вытяжные комбинированные заклёпки

В соединениях метизы должны располагаться с учётом предельных расстояний, которые даны в Еврокоде.

Винтовые соединения рассчитываются на срез, растяжение, прочность на вырыв из опорного элемента и прочность на разрыв винта (формулы для расчёта винтовых соединений приводятся в Еврокоде 1993-1-3). В расчётные формулы следует вводить коэффициент безопасности, полученный экспериментальным путём [11]. При действии на соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых профилей, распределение усилия на винты следует принимать пропорционально расстоянию от центра тяжести соединения до рассматриваемого винта.

Винты, работающие одновременно на срез и растяжение, следует проверять отдельно на срез и отдельно на растяжение.

В креплениях одного профиля к другому через фасонки, прокладки или другие промежуточные элементы, а также в креплениях с односторонней накладкой, количество винтов должно быть увеличено на 15% по сравнению с расчётным.

Расчётная прочность соединений профилей на заклёпках определяется при их работе на срез или растяжение в зависимости от различных типов отказа [12]. Формулы для определения предельного усилия, которое может быть воспринято одной вытяжной заклёпкой, приводятся в Еврокоде 1993-1-3.

Болтовые соединения рассчитываются на срез и растяжение по формулам, приведённым в Еврокоде 1993-1-3. При действии на болтовое соединение силы F , проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между болтами следует принимать равномерным. При одновременном действии на болтовые соединения усилий, вызывающих срез и растяжение болтов, наиболее напряженный болт следует проверять на совместное действие усилий [12]. В креплениях одного элемента к другому через прокладки, а также в элементах с односторонней накладкой количество болтов следует увеличить на 10 % по сравнению с расчётом.

Расчётными нагрузками на конструкции стального каркаса из профилей являются:

- постоянные нагрузки;
- технологические нагрузки;
- снеговые нагрузки в II-VI районах по СП 20.13330;
- ветровые нагрузки в II-VI районах по СП 20.13330;
- сейсмические нагрузки в районах с сейсмостойкостью до 9 баллов по Рихтеру в соответствии с СП 14.13330;
- нагрузки от подвесных кранов в производственных зданиях с каркасом из ЛСТК. Допускается применение подвесных ручных и электрических кранов грузоподъемностью не более 5 т для групп режимов работы 1К - 3К по ГОСТ 25546.

При выполнении расчётов каркаса здания с учётом сейсмических воздействий нагрузки должны соответствовать уровню ПЗ (проектное землетрясение). При этом расчётные модели каркаса должны соответствовать упругой области деформирования его элементов без частичной или полной потери эксплуатационных свойств здания. Для зданий с простым конструктивно-планировочным решением расчётные сейсмические нагрузки допускается определять с использованием консольной РДМ (расчетной динамической модели).

Вертикальную сейсмическую нагрузку необходимо учитывать совместно с горизонтальной нагрузкой при расчёте рам, ферм, арок и пространственных конструкций покрытия зданий пролётом 24 м и более. Значение вертикальной сейсмической нагрузки умножается на коэффициент 0,75. При расчёте конструкций на прочность величина усилий от сейсмической нагрузки делится на коэффициент 1,3; при расчёте на устойчивость стальных элементов гибкостью от 20 до 100 усилия от технической нагрузки делятся на коэффициент от 1,2 до 1,0, принимаемый по интерполяции.

Таким образом, с каждым годом увеличивается количество применяемых конструкций из ЛСТК, так как они экономичны, эффективны и надежны. Для расчета данных конструкций применяются Еврокоды EN 1993-1-3 и EN 1993-1-5, которые дают модели и формулы для верного расчета конструкций. Но на сегодняшний день не все формулы, находящиеся в Еврокоде, могут обеспечить достоверный расчет, поэтому наши инженеры часто применяют уравнения и коэффициенты из американских норм, которые основываются на экспериментальных данных. Со временем при значительном росте количества конструкции из ЛСТК, применяемых в современном строительстве, может произойти обновление Еврокодов, замена

устаревших формул и коэффициентов на новые вследствие более углубленного изучения данного строительного направления.

Литература

1. СНиП II-23—81*. Стальные конструкции. М., 1991.
2. Karpanina E.N., Leonova A.N., Sirotina O.V., Gura D.A. Assessment of the level of ultra-high temperature effects on structural elements/Acta Technica CSAV (Ceskoslovensk Akademie Ved). 2018. Т. 63. № 6. pp. 915-920.
3. Sorokina E., Leonova A. Evaluation of the survivability of metallic elements in local damage given the beyond design basis effects/В сборнике: MATEC Web of Conferences 2018. p. 02008.
4. Мартынов Ю.С., Лагун Ю.И., Надольский В.В. Модели сопротивления сдвигу стальных элементов, учитывающие потерю местной устойчивости стенки // Металлические конструкции. 2012. Т. 18. № 2. С. 111-122.
5. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23—81* Стальные конструкции) / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстрой СССР, 1989. 148 с.
6. Металлические конструкции: в 3 т. Т. 1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / под общ. ред. заслуж. строителя РФ, лауреата госуд. премии СССР Кузнецова В.В. (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова). М.: Изд-во АСВ, 1998. 576 с.
7. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. М.: 1940. 568 с.
8. Вернези Н.Л., Веремеенко А.А., Вальдман Д.С., Явруян А.Х. Об оценке прочностных возможностей металла трубных шпунтовых конструкций // Инженерный вестник Дона, 2017, №1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2017/4011



9. Белый Г.И. Расчет упругопластических тонкостенных стержней по пространственно-деформируемой схеме // Строительная механика сооружений: Межвуз. темат. сб. тр; ЛИСИ. 1983. № 42. С. 40-48.

10. Решетников А.А., Корнет В.Ю., Леонова Д.А. Анализ экономического преимущества перекрытия из ЛСТК перед деревянным // Инженерный вестник Дона, 2018, №3. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n31y2018/5125

11. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. М.: Изд-во: ДМК Пресс, 2002. 618 с.

12. Туснин А.Р. Численный расчет конструкций из тонкостенных стержней открытого профиля. М.: МГСУ: Изд-во: АСВ, 2009. 143 с.

References

1. SNiP II-23-81*. Stal'nye konstrukcii [Steel structures]. М., 1991.
2. Karpanina E.N., Leonova A.N., Sirotina O.V., Gura D.A. Assessment of the level of ultra-high temperature effects on structural elements. Acta Technica CSAV (Ceskoslovensk Akademie Ved). 2018. T. 63. № 6. pp. 915-920.
3. Sorokina E., Leonova A. MATEC Web of Conferences 2018. p. 02008.
4. Martynov YU.S., Lagun YU.I., Nadol'skij V.V. Metallicheskie konstrukcii. 2012. T. 18. № 2. Pp. 111-122.
5. Posobie po proektirovaniyu stal'nyh konstrukcij [Steel Structural Engineering Tutorial] (k SNiP II-23-81* Stal'nye konstrukcii [Steel structures]). CNIISK im. Kucherenko Gosstroj SSSR. М.: CITP Gosstroj SSSR, 1989. 148 pp.
6. Metallicheskie konstrukcii: v 3 t. T. 1. Obshchaya chast'. (Spravochnik proektirovshchika) [Metal structures: in 3 v. V. 1. The general part. (Designer Handbook)] .Pod obshch. red. zasluzh. stroitelya RF, laureata gosud. premii SSSR



Kuznecova V.V. (CNIiproektstal'konstrukciya im. N.P. Mel'nikova). M.: Izd-vo ASV, 1998. 576 pp.

7. Vlasov V.Z. Tonkostennyye uprugie sterzhni [Thin-walled elastic rods]. M.: 1940. 568 pp.

8. Vernezi N.L., Veremeenko A.A., Val'dman D.S., YAvruyan A.H. Inzhenernyj vestnik Dona, 2017, №1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2017/4011

9. Belyj G.I. Stroitel'naya mekhanika sooruzhenij: Mezhvuz. temat. sb. tr; LISI. 1983. № 42. Pp. 40-48.

10. Reshetnikov A.A., Kornet V.YU., Leonova D.A. Inzhenernyj vestnik Dona, 2018, №3. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n31y2018/5125

11. Perel'muter A.V., Slivker V.I. Raschetnye modeli sooruzhenij i vozmozhnost' ih analiza [Design models of structures and the possibility of their analysis]. M.: Izd-vo: DMK Press, 2002. 618 pp.

12. Tusnin A.R. CHislennyj raschet konstrukcij iz tonkostennyh sterzhnej otkrytogo profilya [Numerical calculation of structures of thin-walled open profile rods]. M.: MGSU: Izd-vo: ASV, 2009. 143 pp.