



УКРАИНСКИЙ ЦЕНТР
СТАЛЬНОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3



**РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ
ИЗ СТАЛЬНЫХ
ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ
ПРОФИЛЕЙ В СООТВЕТСТВИИ
С ЕВРОКОДОМ 3**

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3

Э. Уэй, магистр инженерных наук, сертифицированный инженер, член Общества гражданских инженеров, SCI

М. Хэйвуд, магистр инженерных наук, доктор наук, сертифицированный инженер, член Общества гражданских инженеров, SCI

Н.А. Беляев, магистр технических наук, ведущий инженер-конструктор Инженерного центра Украинского Центра Стального Строительства

С.И. Билык, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой металлических и деревянных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры

А.С. Билык, кандидат технических наук, доцент, руководитель Инженерного центра Украинского Центра Стального Строительства

Данная публикация представляет собой руководство по проектированию Легких Стальных Тонкостенных Конструкций (ЛСТК) в соответствии с основными требованиями Еврокода 3.

Публикация включает краткую теоретическую часть, предназначенную для ознакомления с основами расчета тонкостенных стальных профилей, а также практическую часть с численными примерами. Поскольку элементы ЛСТК особенно подвержены местной потере устойчивости, этим аспектам в публикации уделено особое внимание, в частности в отношении расчета характеристик эффективного (редуцированного) поперечного сечения. Также в публикации представлены рекомендации по проектированию элементов, работающих на сжатие, изгиб и совместное действие усилий с учетом влияния местной и общей устойчивости.

Для иллюстрации применения правил проектирования на практике в публикации приведены девять численных примеров. Примеры включают анализ физико-механических свойств стали, расчет геометрических характеристик исходного и эффективного тонкостенного сечения, расчет элементов на изгиб, сжатие и растяжение по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности.

Данная публикация не может переиздаваться, сберегаться или передаваться в любой форме и любыми средствами без предварительного письменного разрешения издателя, кроме случаев передачи в целях исследования, персонального изучения, критики или обзора, или случаев издания по лицензии УЦСС, или другого соответствующего органа лицензирования за пределами Украины.

Хотя были приняты меры для обеспечения корректности данной публикации в пределах известных фактов или принятых на момент публикации практик, Украинский Центр Стального Строительства, авторы и редакторы не несут ответственности за любые ошибки или неверные толкования этой информации, и за любые потери, связанные с ее использованием.

Копии публикации, предоставляемые Членам УЦСС, не предназначены для продажи.

© Украинский Центр Стального Строительства, 2015

ISBN 978-617-696-289-2

ПРЕДИСЛОВИЕ

Легкие Стальные Тонкостенные Конструкции (ЛСТК) – это особый класс строительных металлических конструкций, образуемый из стальных, преимущественно холодноформованных профилей с толщиной до 4 мм включительно, которые широко используются в различных типах сооружений. Их применение весьма обширно – как в качестве второстепенных элементов, например, кровельных и стеновых прогонов промышленных зданий, так и в роли основных несущих конструкций легких стальных каркасов, например, в жилых зданиях. Они могут использоваться как отдельные конструкционные элементы (например, балки междуэтажного перекрытия) или объединяться в более сложные каркасные конструкции.

Легкие стальные тонкостенные конструкции чаще всего изготавливаются в заводских условиях вне строительной площадки. Поставляться они могут россыпью или в виде готовых элементов каркаса: ферм, колонн, прогонов, панелей стен и перекрытий, объемных модульных блоков и т.д. Соединение элементов в ЛСТК осуществляется на болтах, самонарезных винтах, с использованием вальцовки либо реже – сварки.

В данной публикации внимание уделено самым основным и важным вопросам расчета и проектирования ЛСТК согласно национальным, гармонизированным с европейскими, нормам, которые введены в действие с 01.07.2014 г. В частности, вступили в силу Еврокод 3 «Проектирование стальных конструкций» и его части ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1⁽¹⁾, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3⁽²⁾ и ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5⁽³⁾ с их национальными приложениями, которые регламентируют правила проектирования элементов ЛСТК. Данная публикация подготовлена как первый этап поддержки инженеров в применении указанных норм на практике, в частности при проектировании элементов покрытий, перекрытий и стеновых панелей. Согласно общей концепции все неосвещенные в данном издании аспекты расчета и проектирования тонкостенных профилей будут представлены в последующих публикациях.

Подготовка этой публикации проводилась Украинским Центром Стального Строительства совместно с Институтом Стального Строительства (Великобритания).

Авторы публикации выражают огромную признательность экспертам и рецензентам, которые помогли в ее создании:

А.В. Перельмутер д.т.н., академик РААСН, главный научный сотрудник НПО SCAD Soft

В.В. Юрченко к.т.н., доцент Киевского национального университета строительства и архитектуры, старший научный сотрудник НПО SCAD Soft

В.М. Гордеев д.т.н., профессор, заместитель генерального директора по научной работе ООО «Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского»

А.И. Кордун начальник отдела технического развития ООО «Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского»

В.С. Дорофеев д.т.н., профессор, заслуженный деятель науки и техники Украины, действительный член АСУ, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, ректор Одесской государственной академии строительства и архитектуры

А.А. Михайлов к.т.н., профессор кафедры металлических, деревянных и пластмассовых конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры

И.В. Шеховцов к.т.н., член-корреспондент АСУ, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры

С.В. Петраш к.т.н., доцент кафедры сопротивления материалов Одесской государственной академии строительства и архитектуры

Н.В. Савицкий д.т.н., профессор, проректор по научной работе Приднепровской государственной академии строительства и архитектуры

С.Ф. Пичугин д.т.н., профессор, заведующий кафедрой конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета им. Юрия Кондратюка

В.А. Семко к.т.н., доцент, докторант кафедры конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета им. Юрия Кондратюка

С.Б. Пчельников к.т.н., доцент кафедры теоретической и прикладной механики Донбасской национальной академии строительства и архитектуры

СОДЕРЖАНИЕ

РАЗДЕЛ 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1	Тонкостенные стальные профили	6
1.2	Еврокоды	7
1.3	Сфера применения	9

РАЗДЕЛ 2. ХАРАКТЕРИСТИКИ СЕЧЕНИЙ

2.1	Толщина стального листа	12
2.2	Теория срединной линии	12
2.3	Радиусы закругления	12

РАЗДЕЛ 3. МЕСТНАЯ ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ

3.1	Концепция эффективного сечения	15
3.2	Методика расчета неподкрепленных плоских частей сечения	16
3.3	Методика расчета краевых отгибов сечения	19

РАЗДЕЛ 4. ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ ФОРМЫ СЕЧЕНИЯ

4.1	Проектирование частей сечений с элементами жесткости	20
4.2	Методика расчета частей сечений с элементами жесткости	22

РАЗДЕЛ 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА СЖАТИЕ

5.1	Основы проектирования	24
5.2	Последовательность расчета элемента на сжатие	24

РАЗДЕЛ 6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

6.1	Элементы, раскрепленные из плоскости	29
6.2	Расчет устойчивости плоской формы изгиба	31

РАЗДЕЛ 7. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СЛОЖНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ

33

РАЗДЕЛ 8. ПРОВЕРКИ ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ	34
РАЗДЕЛ 9. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАРКАСОВ ИЗ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОФИЛЕЙ	
9.1 Устойчивость каркаса	35
9.2 Живучесть конструкции	36
9.3 Опирание на фундаменты	37
РАЗДЕЛ 10. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА	
10.1 Геометрические характеристики сечения брутто для холодноформованного <i>C</i> -образного профиля с отгибами полок	39
10.2 Геометрические характеристики эффективного сечения <i>C</i> -образного профиля с отгибами полок при сжатии	48
10.3 Геометрические характеристики эффективного сечения для <i>C</i> -образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости	52
10.4 Геометрические характеристики эффективного сечения для Σ -образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости	56
10.5 Геометрические характеристики эффективного сечения для <i>Z</i> -образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости	62
10.6 Расчет стойки каркаса стеновой панели из <i>C</i> -профиля	68
10.7 Расчет раскрепленной балки межэтажного перекрытия из Σ -образного профиля	76
10.8 Расчет нераскрепленной балки межэтажного перекрытия из <i>Z</i> -образного профиля	80
10.9 Проектирование решетчатой фермы перекрытия из <i>C</i> -образных профилей	84
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	94

РАЗДЕЛ 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 ТОНКОСТЕННЫЕ СТАЛЬНЫЕ ПРОФИЛИ

В данной публикации термин «стальной тонкостенный профиль», или «профиль ЛСТК», применяется к холодноформованным стальным профилям открытого сечения с максимальной толщиной стенки до 4 мм включительно. Профили с толщинами от 0,7 мм до 2,0 мм, как правило, применяются в каркасно-щитовом строительстве, а элементы с толщинами от 1,4 до 4 мм – для каркасов зданий павильонного типа, стеновых и кровельных прогонов. Профили изготавливаются путем гибки или прокатки оцинкованного стального штрипса, который нарезают из рулонной листовой стали, соответствующей нормам ГОСТ 14918-80, EN 10326 или EN 10346. Отечественными компаниями для тонкостенных элементов наиболее широко используются марки стали S350 и 08кп/пс. Импортный прокат чаще всего поставляется классов стали S350, S390 и S450.

Следует отметить, что в Еврокодах не регламентировано использование в конструкциях сталей марок согласно ГОСТ, а часть ссылочных стандартов на момент издания данной публикации еще не имплементированы на территории Украины. Однако в соответствии с ДБН А.1.1-94:2010 в случаях, когда стандарты на материалы, изделия и методы испытаний, на которые есть ссылки в Еврокодах, еще не имплементированы, допускается использовать оригиналы, а при достаточном обосновании – соответствующие национальные стандарты Украины. Также ДСТУ-Н Б EN 1990 и ДСТУ-Н Б EN 1993 регламентируют возможность проектирования на основании испытаний.

В силу пониженного значения расчетного сопротивления по пределу текучести при растяжении, а также повышенных значений относительного удлинения и относительного сужения такие стали, как 08-Зкп/пс по ГОСТ 1050-88, не рассматриваются и в национальном ДБН В.2.6-198:2014⁽⁴⁾. Диаграмма растяжения сталей таких марок может отличаться от принятой в расчетах унифицированной диаграммы растяжения стали. Поэтому при применении сталей марок 08-Зкп/пс по ГОСТ 1050-88 необходимо уточнить физико-механические характеристики стали, особенно обратив внимание на значения расчетного значения предела текучести. Учет указанных факторов может привести к вынужденному изменению необходимой по расчету толщины профиля в сторону увеличения.

Наиболее распространенным типом в каркасах из ЛСТК является С-образный профиль с отгибами полок. Такие профили в основном используются в качестве стоек, колонн, балок и прогонов. С-образный профиль прост в изготовлении и производится большинством компаний на рынке ЛСТК. Наличие отгиба полок обеспечивает им дополнительную жесткость и повышает критические напряжения потери местной устойчивости. В малоэтажном жилищном строительстве высота профиля обычно варьируется в пределах от 65 мм до 200 мм для стоек стеновых панелей и от 150 мм до 300 мм – для балок междуэтажных перекрытий. Прогонь, как правило, изготавливают из Z-образных, С-образных или Σ -образных профилей с высотой от 150 мм до 400 мм.

Пример стального каркаса из ЛСТК приведен на рисунке 1.1. На фотографии показан изготовленный в заводских условиях объемный модуль. Аналогичные каркасные решения используются также и в стеновых панелях заводского изготовления, и при сборке на строительной площадке из укрупненных отправочных элементов либо из отдельных элементов при поставке россыпью. Следует отметить, что объемные модули заводского изготовления, которые поставляются на строительную площадку как единая отправная марка вместе, необходимо отдельно рассчитывать на дополнительные нагрузки при монтаже и транспортировке, что выходит за пределы пояснений данной публикации. Также данная публикация не затрагивает вопросы проектирования соединений, расчеты элементов при сложном напряженно-деформированном состоянии, вопросы огнезащиты и некоторые другие, которые будут освещены в последующих публикациях или могут быть найдены в нормативных документах.



Рисунок 1.1 Несущий облегченный стальной каркас объемного модуля из ЛСТК

1.2 ЕВРОКОДЫ

Еврокоды – это комплекс стандартов по проектированию конструкций, разработанных Европейским комитетом по стандартизации (СЕН) с начала 1990-х годов с целью охватить вопросы проектирования металлических, деревянных, железобетонных и каменных несущих конструкций. В Украине все Еврокоды прошли процесс гармонизации и были введены в действие с 1 июля 2014 г. в соответствии с ДБН А.1.1-94:2010, утвержденным приказом МинРегионСтроя №523 от 16.12.2010.

Гармонизированные документы изданы с обозначением ДСТУ-Н Б EN 1991 - EN 1999 и ДСТУ-Н Б EN 1990^[5], большинство из которых состоят из ряда "Частей". Каждая Часть содержит соответствующее национальное приложение, которым имплементируется документ СЕН, и вносятся дополнительные требования, применимые именно на территории Украины.

На момент издания данной публикации в области несущих конструкций принято десять отдельных Еврокодов:

ДСТУ-Н Б EN 1990 ^[5]	Еврокод 0: Основы проектирования конструкций
ДСТУ-Н Б EN 1991	Еврокод 1: Воздействия на конструкции
ДСТУ-Н Б EN 1992	Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций
ДСТУ-Н Б EN 1993	Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций
ДСТУ-Н Б EN 1994	Еврокод 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций
ДСТУ-Н Б EN 1995	Еврокод 5: Проектирование деревянных конструкций
ДСТУ-Н Б EN 1996	Еврокод 6: Проектирование каменных конструкций
ДСТУ-Н Б EN 1997	Еврокод 7: Геотехническое проектирование
ДСТУ-Н Б EN 1998	Еврокод 8: Проектирование сейсмостойких конструкций
ДСТУ-Н Б EN 1999	Еврокод 9: Проектирование алюминиевых конструкций

Каждый из Еврокодов состоит из Частей, которые публикуются в виде отдельных документов. Основными нормативами, которые используются при проектировании конструкций с применением стальных тонкостенных профилей, являются:

ДСТУ-Н Б EN 1990 ^[5]	Основы проектирования конструкций
ДСТУ-Н Б EN 1991	Воздействия на конструкции
ДСТУ-Н Б EN 1993	Проектирование стальных конструкций

ДСТУ-Н Б EN 1990^[5] следует рассматривать как «ключевой» документ в структуре Еврокодов, поскольку он устанавливает принципы и требования к надежности, пригодности к эксплуатации и долговечности конструкций. Этот документ определяет предельные состояния и расчетные сочетания нагрузок.

Еврокод 1 используется для определения нагрузок и воздействий, которые берутся во внимание при расчете конструкций.

Еврокод 3 состоит из двадцати частей (с ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 по ДСТУ-Н Б EN 1993-6). При проектировании зданий с каркасами из тонкостенных профилей обычно используются следующие части ДСТУ-Н Б EN 1993-1:

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 ^[1]	Общие правила и правила для зданий и сооружений
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 ^[2]	Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 ^[3]	Пластинчатые конструктивные элементы
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 ^[6]	Проектирование узлов

Главный акцент данной публикации сделан на проектировании стальных тонкостенных профилей, для которых основным документом является ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2]. Однако, важно также принимать во внимание тот факт, что основополагающие требования к проектированию тонкостенных элементов со-

держат и другие части Еврокодов. В частности, устойчивость каркасов рассматривается в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1], а надежность конструкций - в ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 (см. также Раздел 9 данной публикации).

Проектирование в соответствии с Еврокодом 3

Хотя ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] является только одной из Частей Еврокода 3 и содержит множество ссылок на общие правила ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1], а также другие Части, именно в нем даются основные правила расчета и конструирования, которые необходимы при проектировании элементов из стальных тонкостенных профилей. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] был создан специально для стальных тонкостенных профилей и рассматривает все ключевые особенности проектирования, характерные для данного вида конструкций.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] предусматривает два альтернативных варианта проектирования:

- проектирование путем расчета;
- проектирование на основании испытаний.

В первом варианте инженер-проектировщик следует аналитической методике, изложенной в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2]. Она позволяет определить расчетные значения несущей способности профиля (на сжатие, изгиб и т. д.). Данный метод достаточно непрост, поскольку требует учета возможной местной потери устойчивости всех элементов тонкостенного профиля. Это достигается путем использования эффективных (редуцированных) площадей сечений, ширин полок и стенок профиля вместо геометрических. Однако несмотря на сложность, такой подход не исключает ручного расчета, особенно для относительно простых профилей, таких как, например, С-образные с отгибами полок. Одной из особенностей расчетного подхода являются некоторые запасы несущей способности, заложенные в нем вследствие исходных допущений и упрощений. По этой причине расчетный подход редко используется производителями кровельных систем и стеновых прогонов, поскольку может снизить конкурентоспособность продукции. Более того, хотя сфера применения ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] включает широкий сортамент профилей, данный документ не вполне подходит для некоторых более сложных сечений, в особенности тех, которые имеют множественные элементы продольной и поперечной жесткости, гофрированные стенки, полки или отгибы. Однако несмотря на очевидную ограниченность такого подхода, расчетный метод остается основным при проектировании ЛСТК, а потому является основой данной публикации. Некоторые ограничения, описанные выше, могут быть сняты при усовершенствовании физико-механической модели расчета и расчетной схемы всего элемента, в частности путем учета пространственной работы конструкции. Также расчетный метод может быть усовершенствован путем применения программных комплексов с использованием метода конечных элементов. Компьютерное моделирование ЛСТК в ряде случаев дает наиболее правильный результат оценки несущей способности, приближенный к реальности. Проведение аналитических, численных и экспериментальных исследований в дальнейшем позволит накопить некоторый опыт и предложить проектировщикам усовершенствованный методологический подход, который будет близок к экспериментальным результатам испытаний натуральных образцов.

Проектирование на основании испытаний позволяет избежать основных ограничений расчетного метода и точно определить несущую способность профиля практически любой формы. Однако преимущества экспериментального подхода следует оценивать всегда в сравнении с расходами на проведение испытаний. Кроме того, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] регламентировано, что испытания требуют также проведения статических расчетов с целью преобразования исходных данных в пригодные для использования расчетные параметры. В ситуациях, когда прибегают к испытаниям, например, для кровельных и стеновых прогонов, расчетные данные обычно оформляются в табличной форме. Эти таблицы публикуются производителем и используются инженерами для выбора наиболее подходящего профиля при заданном пролете и нагрузке.

Проектирование на основании испытаний, в свою очередь, можно дополнительно разделить на две подкатегории:

- расчетные данные, получаемые непосредственно по результатам испытаний;
- расчетные данные, получаемые из построенной по результатам испытаний расчетной модели.

В первом случае испытывается необходимое количество образцов и выполняется последующая статистическая обработка для получения характеристических значений несущей способности по каждому типоразмеру профиля. Правила статистического анализа изложены в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2]. В качестве альтернативы также может быть использован метод из Приложения D к ДСТУ-Н Б EN 1990^[3]. Как правило, статистическая обработка данных эксперимента состоит в вычитании из среднего арифметического значения математического ожидания результатов испытания их среднего среднеквадратического отклонения, умноженного на заданный множитель. Данный множитель зависит от объема выборки, то есть от количества проведенных испытаний. Этот вариант является более простым, но имеет тот недостаток, что испытания должны включать значительное количество образцов по каждому типоразмеру профиля сортамента. Поэтому такой метод



Рисунок 1.2 Испытание образца тонкостенного прогона покрытия

весьма затратен для профилей с большим диапазоном разброса размеров, таких как кровельные и стеновые прогоны, которые обычно представлены на рынке в широком диапазоне высот и толщин. Однако экспериментальный метод полезен, когда сортамент ограничен, например, для соединительных планок или крепежных элементов связей.

Во втором случае испытания проводятся только на ограниченном количестве образцов из всего сортамента. Результаты испытаний затем стандартизируются путем сравнения с эквивалентным теоретическим значением и используются для создания численной модели, целью которой является точное прогнозирование характеристик всего сортамента. Данный подход позволяет избежать необходимости проведения испытаний всех типоразмеров профилей и в последующем добавлять новые размеры без необходимости проведения дополнительных испытаний. Кроме того, когда результаты испытаний стандартизированы по теоретическим значениям, часто становится возможным рассматривать результаты для разных профилей как принадлежащие к одной и той же выборке данных, тем самым уменьшая значение множителя для вычитаемых среднеквадратических отклонений. Точность окончательных значений несущей способности будет зависеть от сложности численной модели и количества осуществленных испытаний. Например, для получения прочности профиля при изгибе может использоваться простая модель, в которой делается теоретическое допущение относительно идеальных шарниров на опорах. Для сравнения, более сложная модель может принимать во внимание жесткость опор балки, используя данные отдельных испытаний с тем, чтобы увеличить несущую способность балки. Особое внимание при статических испытаниях балок и прогонов симметричных и несимметричных сечений профилей открытого типа необходимо уделить крайним условиям закрепления на опорах и раскреплению по длине пролета. Необходимо помнить, что неподвижный шарнирный узел – это не только отсутствие вертикального и горизонтального перемещения в опорах, но также возможность углов поворота опорного сечения в плоскости изгиба элемента и невозможность углов поворота опорных сечений относительно центра изгиба. Одним из основных преимуществ экспериментальных исследований тонкостенных профилей является возможность моделирования условий раскрепления тонкостенного профиля из плоскости, приближенных к реальным. В то же время численное или аналитическое моделирование раскрепления балки из плоскости изгиба приводит к необходимости задания нелинейных упругих связей, которые должны учитывать деформации изгиба и сдвига элементов, раскрепляющих профиль, а также податливость соединений.

На Рисунке 1.2 показана установка для проведения испытаний тонкостенных стальных прогонов покрытия. В показанном на рисунке примере к прогону посередине пролета, где расположен продольный стык на соединительной накладке, прикладывается сосредоточенная нагрузка. Целью испытания было оценить работу узла при действии изгибающего момента и получить данные для моделирования поведения прогона покрытия как единой системы. Данные из этой серии испытаний были скомбинированы с результатами двух других типов испытаний – на гравитационную нагрузку и отрывное усилие пары прогонов покрытия с прикрепленной обшивкой. Созданная впоследствии численная модель затем была использована при разработке таблиц с расчетными параметрами для всех типоразмеров прогонов покрытия.

1.3 СФЕРА ПРИМЕНЕНИЯ

Область применения ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] ограничивается профилями, для которых накоплен достаточный опыт и выполнена проверка испытаниями. Для всех элементов, выходящих за указанные условия, предельные состояния по несущей способности и эксплуатационной пригодности должны определяться в соответствии с результатами испытаний или расчетов, подтвержденных экспериментально.

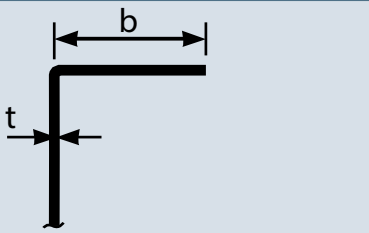
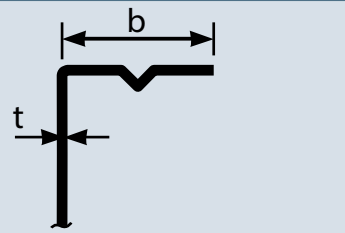
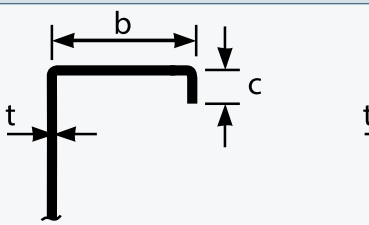
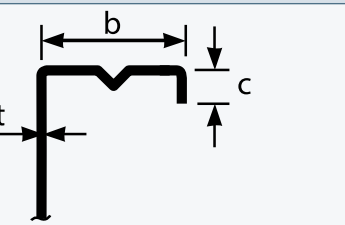
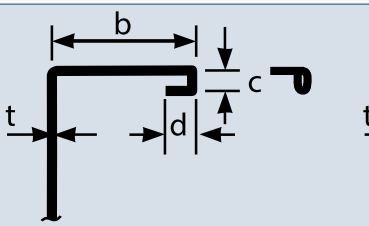
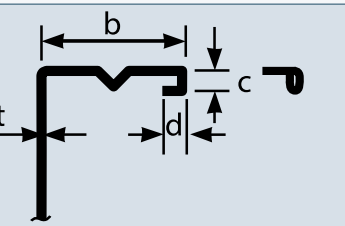
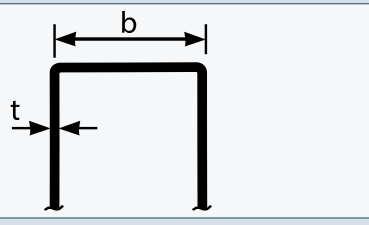
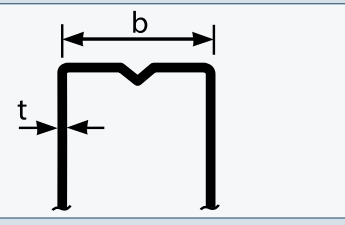
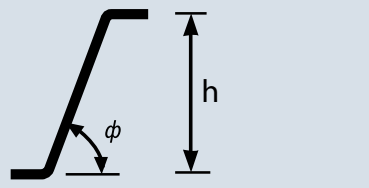
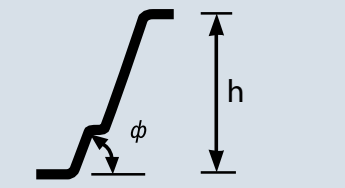
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] не распространяется на замкнутые профили, трубы и сложные составные сечения.

Все стали, используемые для холодноформованных элементов и профилированных настилов, должны быть пригодными для холодной формовки, сварки и нанесения покрытий. Выбор марки стали остается за проектировщиком с учетом требований и замечаний данной публикации.

Изделия и материалы должны соответствовать требованиям ДСТУ Б EN 1090-1^[7] и ДСТУ Б EN 1090-2^[8].

Основными ограничениями сферы применения ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] являются диапазоны толщин и предельные соотношения геометрических размеров, указанные в Таблице 1.1.

Таблица 1.1 Максимальные соотношения геометрических параметров в тонкостенных профилях

		$b/t \leq 50$
		$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
		$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
		$b/t \leq 500$
		$45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \varphi$

Для того, чтобы предотвратить преждевременную потерю устойчивости элемента жесткости, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] определяет предельные значения его геометрических параметров:

- для профиля с одинарным или двойным элементом жесткости длина c перпендикулярного полке шириной b участка отгиба должна находиться в пределах $0.2 \leq c/b \leq 0.6$;
- для профиля с двойным отгибом параллельный полке (длиной b) участок отгиба длиной d должен находиться в пределах $0.1 \leq d/b \leq 0.3$.

Максимальные значения отношений геометрических размеров полок и стенок тонкостенных профилей, которые указаны в Таблице 1.1, допустимы только при выполнении требований, изложенных в других разделах данной публикации.

РАЗДЕЛ 2. ХАРАКТЕРИСТИКИ СЕЧЕНИЙ

Прежде всего, для расчета несущей способности тонкостенного профиля на изгиб, сжатие или другие виды напряженно-деформированного состояния при различных видах нагрузок необходимо определить геометрические характеристики сечения. Для тех, кто не знаком с тонкостенными профилями, этот первый шаг может показаться тривиальным расчетом площади и моментов инерции поперечного сечения, но на самом деле это сложный процесс, лежащий в основе методики проектирования легких стальных элементов согласно Еврокоду.

Для тонкостенных стальных профилей различают следующие типы характеристик сечения:

- характеристики сечения брутто;
- характеристики эффективного, редуцированного сечения.

Термин «эффективное», или «редуцированное», относится к условному поперечному сечению, которое получают путем искусственного исключения его отдельных участков и уменьшения площади с целью учета в расчете несущей способности местной потери устойчивости (см. Раздел 3). Может также понадобиться редуцирование для учета потери устойчивости формы сечения (см. Раздел 4). Как правило, несущая способность тонкостенных стальных профилей, кроме случаев растяжения, всегда рассчитывается с использованием характеристик эффективного сечения профиля. Расчет характеристик эффективного сечения детально рассматривается в примерах Раздела 10. Также в указанном разделе приводится определение характеристик сечения брутто, поскольку они используются для некоторых аспектов расчета тонкостенных стальных профилей.

"Характеристики брутто" соответствуют геометрическим параметрам сечения без снижения и учета местной потери устойчивости отдельными участками. Процесс расчета характеристик сечения брутто для наиболее распространенных форм профилей относительно прост, поскольку он включает фактически суммирование элементарных площадей, статических моментов и моментов инерции (полки, стенки, элементов жесткости и др.), а также расчет расположения главных центральных осей сечения и моментов инерции всего сечения. Аналогичные процедуры могут дополнительно применяться для расчета других необходимых характеристик сечения брутто. Однако существуют три важных вопроса, которые следует учесть при работе с тонкостенными стальными профилями, это:

- толщина стального листа;
- применение теории срединной линии;
- влияние радиусов закругления.

Отдельной проблемой в расчете геометрических характеристик сечения брутто и эффективного сечения является определение центра изгиба сечения (также употребляется термин – центр сдвига сечения).

Дополнительно также следует отметить, что обычно при расчете используются две известные расчетные гипотезы: недеформируемость контура поперечного сечения и гипотеза плоских сечений.

Гипотеза плоских сечений применяется для всех тривиальных стальных конструкций, которые используются в строительстве. Физико-механический смысл гипотезы плоских сечений состоит в том, что сечения, плоские и нормальные к продольной оси элемента до деформации, остаются плоскими и нормальными к его продольной оси и после деформации. В тонкостенных профилях гипотеза плоских сечений является приемлемой при расчетах, если выполняются условия небольших продольных деформаций и ограниченного изменения формы поперечного сечения. Гипотеза плоских сечений нарушается при наличии кручения, которое вызывает депланиацию сечения.

Физико-механический смысл гипотезы недеформируемости контура поперечного сечения предполагает, что контур профиля не изменяется при кручении вокруг продольной оси, проходящей через центр изгиба, т. е. считается, что сечение ведет себя как жесткий диск. В тонкостенных профилях использование в расчетах эффективного сечения допускает местную потерю устойчивости стенок и полок элементов, что приводит к изменению контура поперечного сечения, геометрических характеристик и, как следствие, возникновению дополнительных напряжений. Эти эффекты можно учесть дополнительными понижающими коэффициентами к геометрическим характеристикам эффективного сечения.

В целом предполагается, что в местах раскрепления профиля и при отсутствии кручения возможно с некоторой известной степенью приближения принять гипотезу о недеформируемости контура поперечного сечения как действительную. Введение планок, ребер и вставок также повышает жесткость профиля и приближает к правомерности применения гипотезы о неизменяемости контура поперечного сечения.

2.1 ТОЛЩИНА СТАЛЬНОГО ЛИСТА

Оцинкованная холоднокатаная рулонная сталь, которая используется для профилей ЛСТК, обычно поставляется металлургическими предприятиями сразу с цинковым покрытием. Следовательно, при указании номинальной толщины стали обычной практикой является включать в нее толщину покрытия. Однако ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] (§3.2.4) требует, чтобы все характеристики профиля основывались на толщине стального листа, которая исключает покрытие. Стандартное цинковое покрытие для строительной продукции составляет 275 г/м² (маркировка - Z275), что соответствует толщине покрытия в 0.02 мм на каждой поверхности. Отсюда, номинальная (установленная производителем) толщина стали при проектировании должна быть уменьшена на 0.04 мм.

В соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] (§3.2.4(3)) допуски при производстве стального проката также должны приниматься во внимание при определении толщины, используемой в расчетах.

2.2 ТЕОРИЯ СРЕДИННОЙ ЛИНИИ

При расчете характеристик сечения тонкостенных стальных профилей обычной практикой является измерять все размеры по срединным линиям отдельных элементов. Изначально радиусы закругления не принимаются в расчет (см. Раздел 2.3), в результате чего получается идеализированное сечение, состоящее из набора тонких прямоугольных элементов. При вычислении длин отдельных элементов следует делать поправку на пересечение между смежными элементами для того, чтобы избежать двойного счета перекрываемых угловых участков. Этого можно легко достичь путем измерения длины каждого элемента между точками пересечения срединных линий. Вследствие этого длина элементов становится меньше номинального значения либо на $t/2$, либо t , в зависимости от количества углов. К примеру, размеры срединной линии для С-образного профиля с отгибами полок показаны на Рисунке 2.1.

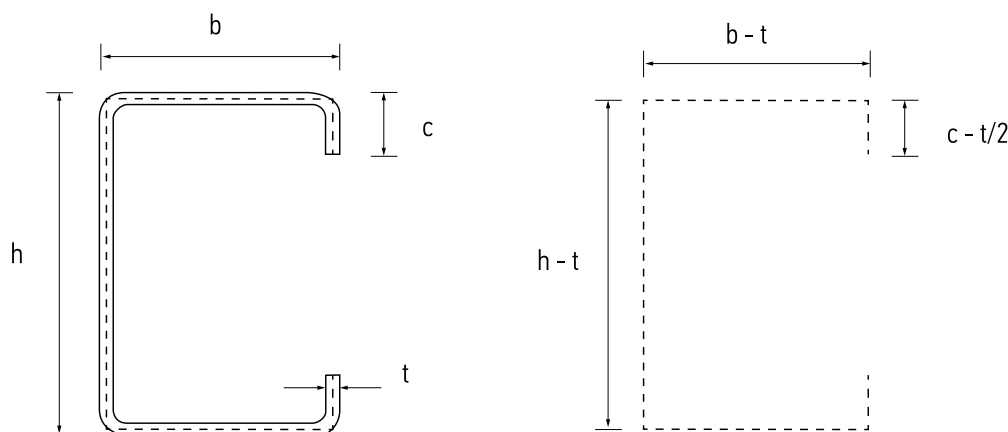


Рисунок 2.1 Определение срединной линии для С-образного профиля с отгибами полок

2.3 РАДИУСЫ ЗАКРУГЛЕНИЯ

Использование теории срединной линии, описанное в Разделе 2.2, приводит к получению идеализированного сечения, анализ геометрических характеристик которого легко осуществим. Однако если не сделать поправки геометрических характеристик сечения на закругления в углах контура, получаемые при его вальцевании, это может существенно повлиять на их расчетные значения. Проблема проиллюстрирована на Рисунке 2.2.

Согласно теории срединной линии, стенка и полка балки пересекаются в точке X – точке пересечения двух срединных линий. Но реальной точкой пересечения является P , расположенная на расстоянии g_r от X , которое определяется следующим образом:

$$g_r = r_m \left(\tan\left(\frac{\phi}{2}\right) - \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) \right), \quad (\Phi.1)$$

где

$$r_m = r + \frac{t}{2}.$$

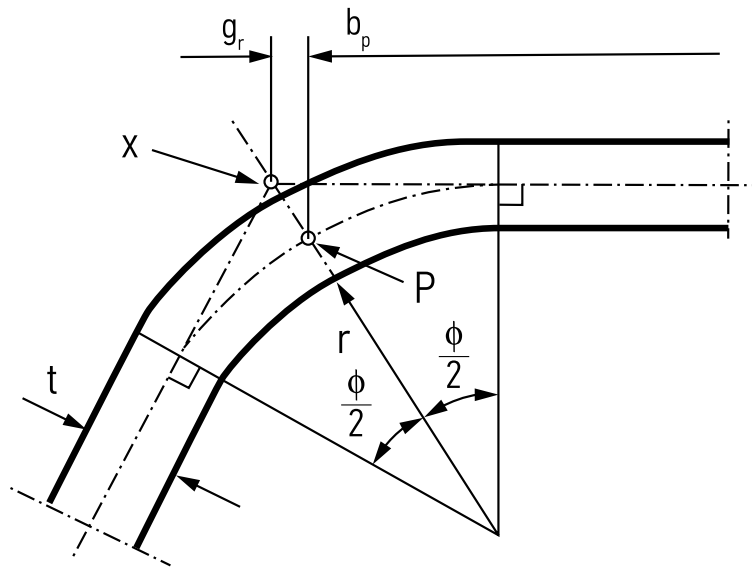


Рисунок 2.2 Закругленный угол тонкостенного стального профиля

Очевидно, что любые характеристики сечения, полученные на основе теории срединной линии, не будут точны. Неточность возникает вследствие приближенности вычисления геометрических характеристик, так как происходит замена округленных частей профиля на прямолинейные. Кроме того, меняются и расстояния от центра тяжести сечения до точек на его внешних гранях, что приводит к изменению и значений моментов сопротивления сечения. Важным вопросом для проектировщиков остается: является ли такая погрешность существенной или нет. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] предоставляет некоторые рекомендации относительно данного вопроса (в §5.1), утверждая, что влиянием закругленных углов на сопротивление поперечного сечения можно пренебречь в случае, если удовлетворены два следующих условия:

$$r \leq 5t;$$

$$r \leq 0,1b_p,$$

где b_p – это наименьшая ширина элемента, измеренная между срединными точками углов (см. Рисунок 2.2).

Рассмотрим следующий пример:

Типовой С-образный профиль с отгибами полок имеет номинальную ширину полки в 65 мм, радиусы закругления в 3.0 мм и номинальную толщину в 1.5 мм.

Делая поправку на стандартное цинковое покрытие 275 г/м², толщина основы $t = 1.46$ мм.

Ширина полки, измеренная между срединными линиями, равна $65 - 1.5 = 63.5$ мм.

Предполагается, что номинальная ширина в 65 мм включает цинкование, поэтому считаем целесообразным вычесть номинальную толщину при расчете размеров по срединной линии.

$$r_m = r + \frac{t}{2} = 3.73 \text{ мм}$$

$$g_r = r_m \left(\tan\left(\frac{\phi}{2}\right) - \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) \right) = 1.09 \text{ мм}$$

$b_p = 63,5 - 2g_r = 61.32$ мм, что соответствует уменьшению площади приблизительно на 3.4%.

Проверим радиусы закругления:

$$5t = 7.3 \text{ мм}, r = 3.0 \text{ мм}, \text{ таким образом } r \leq 5t;$$

$0.1b_p = 6.13$ мм, $r = 3.0$ мм, таким образом $r \leq 0.1b_p$. Следовательно, в данном примере при расчете геометрических характеристик для определения несущей способности поперечного сечения влиянием закругленных углов можно пренебречь.

Влияние закругленных углов всегда следует принимать во внимание при расчетах геометрических характеристик для проверок на жесткость (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 (§5.1(3))).

В случае, когда должно быть учтено влияние закругленных углов, это достигается первоначальным расчетом характеристик сечения по теории срединной линии (т. е. игнорируя радиусы закругления), а затем применением понижающих коэффициентов:

$$\text{Для площади, } A_g \approx A_{g,sh} (1 - \delta) \quad (0.2)$$

$$\text{Для момента инерции сечения, } I_g \approx I_{g,sh} (1 - 2\delta) \quad (0.3)$$

$$\text{Для секториального момента инерции, } I_w \approx I_{w,sh} (1 - 4\delta) \quad (0.4)$$

В приведенных выражениях нижний индекс 'sh' обозначает характеристику сечения без учета закруглений, а δ – это понижающий коэффициент, который определяется формулой:

$$\delta = 0.43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\phi_j}{90^\circ}}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}}, \quad (0.5)$$

где:

r_j – внутренний радиус j-го изгиба;

n – количество изгибов (углов);

ϕ_j – угол между двумя плоскими элементами;

$b_{p,i}$ – условная ширина i-го плоского элемента;

m – количество плоских элементов.

Такие же понижающие коэффициенты могут быть применены к характеристикам эффективного сечения (A_{eff} , $I_{y,eff}$, $I_{z,eff}$ и $I_{w,eff}$) при условии, что условная ширина плоских элементов измеряется до точек пересечения их срединных линий.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] 5.1(6) определяет, что если r больше, чем $0.04t E/f_y$, то несущая способность поперечного сечения должна определяться экспериментальным путем. Такая ситуация маловероятна при рассмотрении наиболее распространенных профилей, используемых в каркасных конструкциях (типов C , U , Z и Σ), где внутренние радиусы, как правило, не превышают 4 мм. Но об этом ограничении следует помнить при работе с какими-либо более нестандартными формами профилей, которые встречаются на рынке легких металлоконструкций.

Описанная методика является приблизительной и не исключает возможность точного определения геометрических характеристик сечения с учетом закруглений в соответствии с известными правилами сопротивления материалов либо с привлечением специального программного обеспечения.

РАЗДЕЛ 3. МЕСТНАЯ ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ

Основные типы тонкостенных стальных профилей, которые используются в строительстве, достаточно эффективны с точки зрения экономии материала. Однако небольшие толщины приводят к необходимости принимать во внимание местную потерю устойчивости и ее влияние на несущую способность поперечного сечения.

В соответствии с Еврокодом 3 все типы сечений стальных конструкций классифицируются в зависимости от предрасположенности их частей к потере местной устойчивости путем сравнения соотношений размеров (например, соотношения высоты к толщине стенки) с определенными предельными значениями. В результате этой процедуры каждому сечению присваивается Класс, который в некоторых случаях также зависит от значений сжимающих напряжений в элементе. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1] выделяет четыре класса сечений и дает для каждого из них правила проектирования, которые отображают влияние местной потери устойчивости на несущую способность сечения. Классификация варьируется от "Класса 1", который присваивается сечениям, обладающим достаточным запасом местной устойчивости и прочностью на изгиб вплоть до образования шарнира пластичности, до "Класса 4", который присваивается сечениям, в которых местная потеря устойчивости наступает до достижения напряжениями предела текучести стали. Несущая способность на изгиб сечений Класса 4 меньше несущей способности поперечного сечения брутто в упругой стадии.

Подход, используемый в проектировании легких стальных тонкостенных конструкций, несколько отличен. Вместо проведения процедуры классификации поперечного сечения сразу принимается очевидное допущение, что сечение соответствует Классу 4 (хотя этот термин и не используется в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2]). Приняв такое предположение, расчет фокусируется на одной из основных задач проектирования тонкостенных стальных профилей – определении характеристик эффективного (редуцированного) сечения в соответствии с теми же процедурами, что применяются при расчете несущей способности сечений Класса 4 согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1]. Использование характеристик эффективного сечения необходимо для упрощенного учета сложного распределения напряжений при потере местной устойчивости, с целью минимизировать количество расчетов, не закладывая при этом излишних запасов несущей способности.

3.1 КОНЦЕПЦИЯ ЭФФЕКТИВНОГО СЕЧЕНИЯ

Рассматривая местную потерю устойчивости стального тонкостенного профиля при определении эффективного сечения, профиль представляют как совокупность длинных пластин, жестко соединенных в местах изгиба. Также принимают, что гибкость пластин достаточно большая, и местная потеря их устойчивости происходит в упругой стадии. Потому площадь профиля может быть уменьшена в окончательных расчетах на значение, которому соответствуют участки пластинчатых элементов, потерявшие контур при местной потере устойчивости.

Используя метод эффективной ширины, как это проиллюстрировано на Рисунке 3.1, может быть приблизительно проанализировано поведение гибких пластинчатых элементов при местной потере устойчивости.

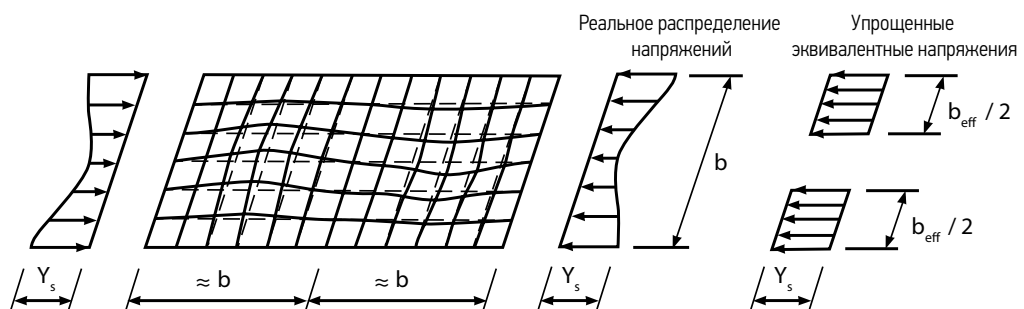


Рисунок 3.1 Концепция эффективной ширины применительно к пластине

При этом подходе фактическое распределение напряжений, действующее на полной ширине элемента b , заменяется упрощенными эквивалентными напряжениями, действующими на две равные ширины $b_{eff}/2$. Средняя часть пластины, которая наиболее подвержена местной потере устойчивости, принимается как не воспринимающая нормальные напряжения, т. е. исключается из работы. Результатом этого является упрощенная модель, в которой на уменьшенную, редуцированную ширину пластины действуют равномерно распределенные напряжения, равные пределу текучести стали.

Метод, принятый ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2], использует концепцию эффективной ширины, проиллюстрированную выше, применительно к поперечному сечению тонкостенного стального профиля. При этом сечение разделяется на отдельные части: полки, стенки, отгибы и др. Каждая часть сечения рассматривается как пластина по аналогии с Рисунком 3.1. Эффективная ширина b_{eff} рассчитывается для всех частей сечения, в которых действуют напряжения сжатия от действия осевой силы или изгибающего момента. Зная b_{eff} можно рассчитать эффективную площадь части сечения A_{eff} путем умножения b_{eff} на толщину сечения t . Части сечения, в которых не возникают сжимающие напряжения, не предрасположены к потере местной устойчивости, поэтому для расчета характеристик их эффективных сечений может быть использована полная ширина b .

После получения эффективных участков и площадей всех частей сечения геометрические характеристики всего профиля определяются обычным способом. Полученный в результате набор параметров используется при расчете несущей способности поперечного сечения в зависимости от рассматриваемого характера работы – изгиб, сжатие и т. д.

Поскольку распределение сжимающих напряжений в сечении зависит от характера работы элемента, то, следовательно, и характеристики эффективного сечения для различных типов напряженного состояния будут различны. Более того, асимметричные сечения, подверженные изгибу, могут иметь различные геометрические характеристики эффективного сечения в зависимости от знака действия момента. Для каждого конкретного случая важно использовать именно те характеристики эффективного сечения, которые ему соответствуют.

Для наиболее мощных и тяжелых профилей из сортамента ЛСТК, особенно тех, которые имеют относительно большую толщину профиля, может быть целесообразным уменьшать характеристики поперечного сечения с учетом местной потери устойчивости. Поскольку ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] не дает классификации сечений, как это сделано для прокатных и сварных элементов конструкций, описанный выше алгоритм следует использовать и для больших тонкостенных сечений. Однако в этом случае методика расчета может приводить к значениям эффективной ширины b_{eff} , которая будет равна полной ширине b , и характеристики эффективного сечения будут аналогичны характеристикам сечения брутто.

К особым типам холодноформованных профилей относятся термопрофили – см. Рисунок 3.2. Термопрофиль – тип холодноформованных профилей с несколькими рядами продольной перфорации, которая зигзагообразно увеличивает путь мостика холода и за счет этого позволяет увеличить термическое сопротивление профиля.

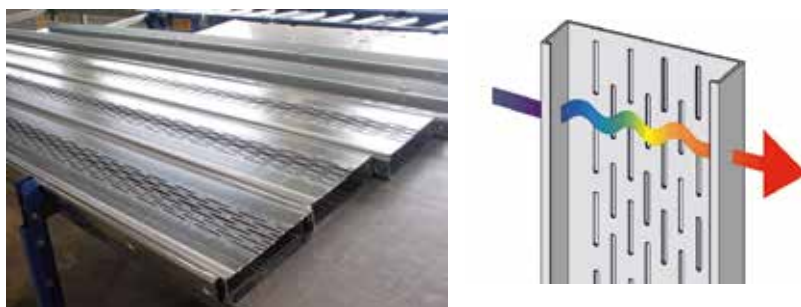


Рисунок 3.2. Термопрофиль

За счет повышения энергоэффективности такое решение нашло широкое применения в каркасах из ЛСТК.

В таких профилях перфорированные участки следует автоматически исключать из расчетного сечения, при этом не забывая выполнять проверку этих частей на местную устойчивость, за счет которой может происходить еще большее редуцирование.

3.2 МЕТОДИКА РАСЧЕТА НЕПОДКРЕПЛЕННЫХ ПЛОСКИХ ЧАСТЕЙ СЕЧЕНИЯ

В данном разделе рассматриваются вопросы расчета эффективной ширины b_{eff} для участков сечений, подверженных сжатию. Вычисление b_{eff} для плоских участков сечений без элементов жесткости представлено в §5.5.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2]. Однако детальное описание метода, включая соответствующие формулы, можно найти в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5^[3].

Для каждого из сжатых плоских участков полок и стенок эффективная ширина определяется формулой:

$$b_{eff} = \rho b, \quad (\Phi.6)$$

где:

b — ширина участка;

ρ — понижающий коэффициент, учитывающий местную потерю устойчивости пластины.

Понижающий коэффициент ρ принимает во внимание гибкость пластины, ее расчетную схему (условия закрепления в контуре профиля) и распределение напряжений в части сечения.

Для внутренних частей сечения, закрепленных соседними участками профиля, понижающий коэффициент, учитывающий местную потерю устойчивости ρ , определяется как

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0. \quad (\Phi.7)$$

Для выступающего элемента - консольного свеса полки:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0, \quad (\Phi.8)$$

где ψ — отношение напряжений на концах пластины, а $\bar{\lambda}_p$ — это гибкость пластины, определяемая по формуле:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}, \quad (\Phi.9a)$$

где:

f_y — предел текучести;

σ_{cr} — критическое напряжение потери устойчивости пластины в упругой стадии;

\bar{b} — соответствующая ширина сжатой части сечения;

t — толщина стального листа, т. е. без учета покрытия;

k_σ — коэффициент, учитывающий характер потери устойчивости в зависимости от отношения напряжений ψ по краям пластины и краевых условий закрепления. Значения k_σ определяются по Таблицам 3.1 и 3.2 с учетом граничных условий для внутренних и выступающих элементов.

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

Может быть использовано дополнительное уточнение расчета с определением действующего сжимающего напряжения $\sigma_{com,Ed} \leq f_y / \gamma_{M0}$, когда понижающий коэффициент ρ рассчитывается аналогично, но с применением уменьшенного значения условной гибкости $\bar{\lambda}_{p,red}$:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}} \quad (\Phi.9b)$$

Таблица 3.1 Коэффициенты учета потери устойчивости для сжатых пластин с двухсторонним закреплением по краям

Распределение напряжений (сжатие со знаком "+")				Эффективная ширина b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff}, b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff}, b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff}, b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Коэффициент учета потери устойчивости k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

Таблица 3.2 Коэффициенты учета потери устойчивости для сжатых пластин с односторонним закреплением

Распределение напряжений (сжатие со знаком "+")		Эффективная ширина b_{eff}			
		$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Коэффициент учета потери устойчивости k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi \geq -1$	-1
Коэффициент учета потери устойчивости k_σ	0,43	$0,578(\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Из Раздела 3.1 следует, что должны существовать предельные значения гибкости, ниже которых местная потеря устойчивости не происходит и поэтому не влияет на несущую способность сечения. Эти предельные значения соответствуют $\rho = 1$ в формулах 7 и 8, а в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5^[3] предельные значения составляют:

для внутренних сжатых элементов

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,673;$$

для выступающих сжатых элементов

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,748.$$

Если $\bar{\lambda}_p$ ниже соответствующего предельного значения, расчетом эффективной ширины такого элемента ρ следует принимать равным 1.0. Это не обязательно означает, что все сечение является полностью эффективным, поскольку могут присутствовать другие части сечения, для которых $\rho < 1.0$.

3.3 МЕТОДИКА РАСЧЕТА КРАЕВЫХ ОТГИБОВ СЕЧЕНИЯ

По аналогии с Разделом 3.2 эффективное поперечное сечение краевых отгибов определяется по формуле, аналогичной формуле 6:

– для одинарного краевого отгиба:

$$c_{eff} = \rho b_{p,c} \quad (\Phi.10)$$

где ρ определяется в соответствии с Разделом 3.2 с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ :

$$k_\sigma = 0,5, \text{ если } b_{p,c} / b_p \leq 0,35$$

$$k_\sigma = 0,5 + 0,83 \sqrt{(b_{p,c} / b_p - 0,35)^2}, \text{ если } 0,35 < b_{p,c} / b_p \leq 0,6;$$

– для двойного краевого отгиба:

$$c_{eff} = \rho b_{p,c} \quad (\Phi.11)$$

где ρ определяется в соответствии с Разделом 3.2 с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ по Таблице 3.1 для сжатых пластин с двухсторонним закреплением.

$$d_{eff} = \rho b_{p,d} \quad (\Phi.12)$$

где ρ определяется в соответствии с Разделом 3.2 с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ по Таблице 3.2 для сжатых пластин с односторонним закреплением.

Обозначения, используемые в Разделах 3.2 и 3.3, показаны на Рисунке 3.3.

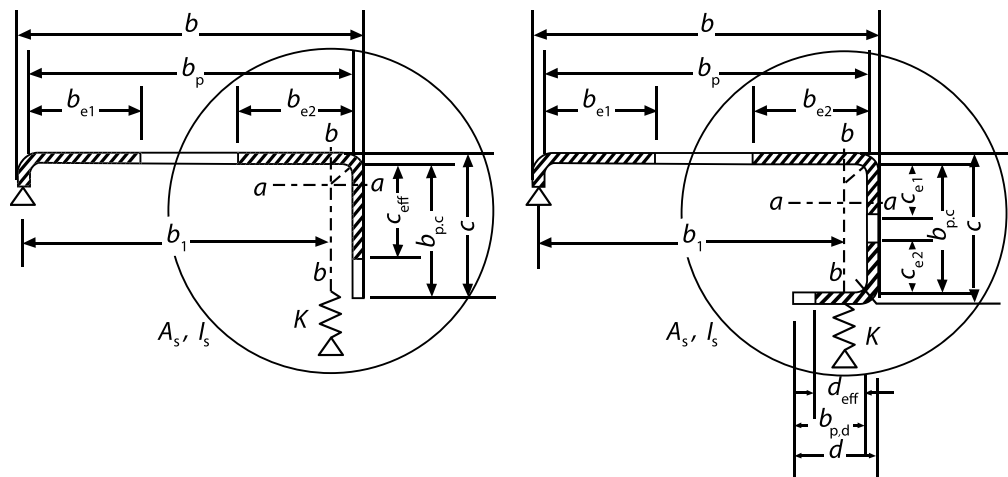


Рисунок 3.3 К определению эффективной ширины участков сечения тонкостенного профиля

РАЗДЕЛ 4. ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ ФОРМЫ СЕЧЕНИЯ

Местная потеря устойчивости рассматривалась выше в предположении того, что углы профиля остаются закрепленными неподвижно. Этот случай представлен слева на Рисунке 4.1. Иллюстрация справа на Рисунке 4.1 показывает ситуацию, когда правые углы полки не закреплены, позволяя вращение. Такой эффект известен как потеря устойчивости формы сечения. В этом случае нарушается гипотеза недеформированности контура поперечного сечения.

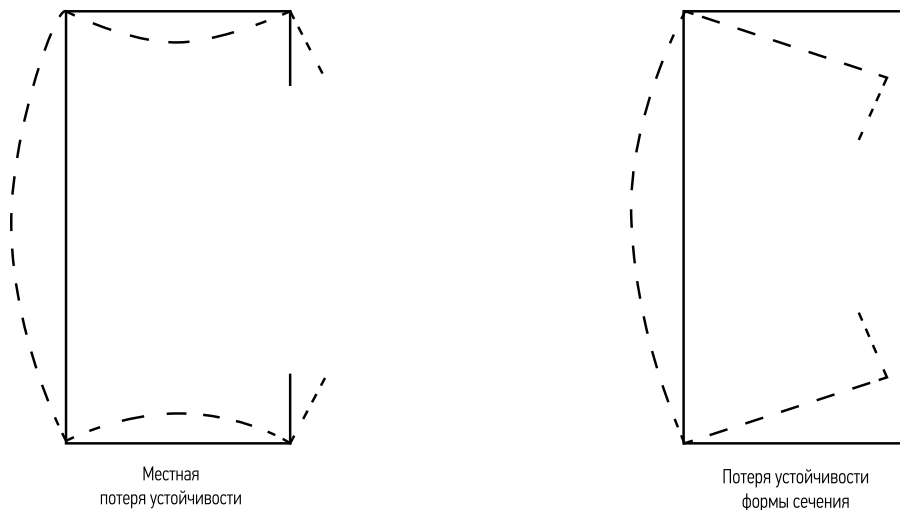


Рисунок 4.1 Местная потеря устойчивости и потеря устойчивости формы сечения

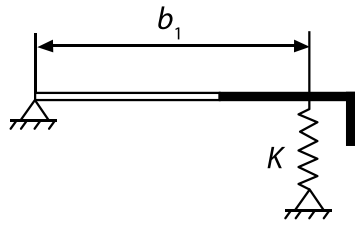
Склонность к потере устойчивости формы сечения зависит от способности элементов жесткости предотвратить смещение соседних углов полки. Это, в свою очередь, зависит от геометрии и соотношения жесткостей элементов сечения. В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] приведен подробный алгоритм для расчета элементов на потерю устойчивости формы сечения, основанный на упрощенной пружинной модели. Этот подход описан в Разделе 4.1, а краткое изложение последовательности расчета представлено в Разделе 4.2.

4.1 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЧАСТЕЙ СЕЧЕНИЙ С ЭЛЕМЕНТАМИ ЖЕСТКОСТИ

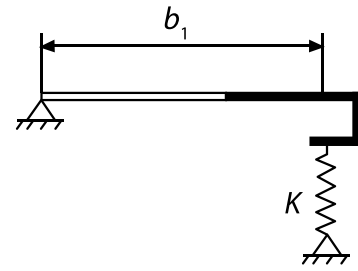
В связи с подверженностью тонкостенных стальных профилей местной потере устойчивости и потере устойчивости формы сечения, для производителей обычной практикой является предусматривать в сечениях элементы жесткости. Элементами жесткости в контуре сечения являются одинарные или двойные отгибы в свесах, промежуточные гофры и замковые узлы стоячих фальцев. Как правило, элементы жесткости размещают в зоне полки, но иногда усилению подлежат и стенки профиля. В большинстве случаев такое решение может быть выгодно для высоких прогонов покрытия и балок перекрытий. Элементы жесткости полки и стенок широко применяются в несущих трапециевидных профнастилах из-за их значительной тонкостенности. Применение элементов жесткости позволяет повысить эффективные характеристики сечений и использовать более тонкий прокат.

В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] приведены указания по применению всех вышеизложенных вариантов. Во всех случаях основополагающее допущение состоит в том, что элемент жесткости ведет себя как работающий на сжатие стержень с непрерывным частичным раскреплением. Такое допущение обосновано, поскольку независимо от того, подвержен профиль чистому осевому сжатию или изгибу, по крайней мере одна полка и ее элемент жесткости будут подвержены продольному сжимающему напряжению. В расчетной схеме раскрепление элемента жесткости представлено упруго-податливой связью (пружиной) с жесткостью K , как показано на Рисунке 4.2.

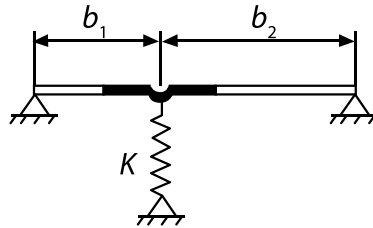
Жесткость упруго-податливой связи зависит от краевых условий закрепления и изгибной жесткости смежных элементов. Предполагается, что условная пружина расположена в центре тяжести эффективного сечения элемента жесткости. Рисунок 4.2 демонстрирует две разновидности краевого и одного промежуточного эле-



(a) полка с одинарным краевым отгибом



(b) полка с двойным краевым отгибом



(c) полка с промежуточными элементами жесткости

Рисунок 4.2 Расчетная схема элементов жесткости: а - одинарный отгиб, б - двойной отгиб, с – промежуточный гофр

мента жесткости. В каждом из случаев "эффективное сечение элемента жесткости" отмечено темной линией и состоит из самого элемента жесткости плюс примыкающая эффективная ширина плоского участка.

В случае краевого элемента жесткости С-образного и Z-образного профиля с отгибами полок, жесткость условной пружины K_1 для полки 1 может быть получена из формулы с применением цилиндрической жесткости пластины:

$$K_1 = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0.5b_1 b_2 h_w k_f}, \quad (\Phi.13a)$$

где:

b_1 и b_2 – расстояния от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективного сечения элемента жесткости для полок 1 и 2 соответственно;

h_w – высота стенки;

k_f – соотношение эффективных площадей двух краевых элементов жесткости (включая участок полки);

E – модуль упругости стали;

ν – коэффициент Пуассона.

Коэффициент k_f может принимать следующие значения:

- для сечений, подверженных осевому сжатию, когда обе полки сжаты: $k_f = A_{s2} / A_{s1}$, где A_{s1} и A_{s2} – это эффективные площади краевых элементов жесткости;
- для сечений, подверженных изгибу относительно главной оси, когда полка 1 сжата, а полка 2 – растянута: $k_f = 0$;
- для симметричных сечений при сжатии: $k_f = 1$.

В этой формуле полка 1 – это рассматриваемая сжатая полка с краевым отгибом, для которого рассчитывается погонная жесткость. Полка 2 – это другая (не рассматриваемая) полка, параметры которой (b_2 и A_{s2}) определяются расчетом, если она сжата, и принимаются равными 0, когда она растянута.

В случае промежуточного элемента жесткости приближенно можно принять:

$$K = \frac{3Et^3(b_1 + b_2)}{12b_1^2 b_2^2 (1 - \nu^2)}. \quad (\Phi.13b)$$

Тут b_1 и b_2 относятся не к разным полкам, а являются параметрами двух прилегающих к промежуточному элементу жесткости участков, как показано на Рисунке 4.2.

После расчета эквивалентной жесткости условной пружины алгоритм, описанный в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2], переходит к определению критического напряжения σ_{cr} для элемента жесткости в упругой стадии, а затем – условной гибкости $\bar{\lambda}_d$ и коэффициента снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения χ_d . Коэффициент χ_d , в свою очередь, используется для определения уменьшенной эффективной площади элемента жесткости, которая обычно выражается в условном уменьшении толщины при определении характеристик сечения.

Подробный алгоритм определения χ_d и редуцированной толщины элемента жесткости описан ниже.

4.2 МЕТОДИКА РАСЧЕТА ЧАСТЕЙ СЕЧЕНИЙ С ЭЛЕМЕНТАМИ ЖЕСТКОСТИ

Подробное описание расчета плоских частей сечений с краевыми или промежуточными элементами жесткости приводится в §5.5.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2]. Алгоритм предусматривает вычисление b_{eff} и вычисление уменьшенной толщины для элемента жесткости. Вычисление b_{eff} и получение эффективного сечения учитывает местную потерю устойчивости составных пластин элемента, а вычисление уменьшенной толщины делает поправку на влияние потери устойчивости формы сечения. Приведенный в данной публикации алгоритм предназначен для профильных элементов как с краевыми, так и промежуточными элементами жесткости. Он делится на три этапа, в последний из которых включено уточнение значения понижающего коэффициента χ_d . В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] также описаны алгоритмы для трапециевидальных профнастилов и даны особые указания по расчету систем прогонов и стеновых панелей, по большей части касающиеся учета условий их закрепления.

ШАГ 1:

Расчет начинается с определения эффективной ширины плоского участка b_{eff} в соответствии с методом, описанным в Разделах 3.2 и 3.3. В этом пункте предполагается, что элементы жесткости являются бесконечно жесткими и обеспечивают полное раскрепление плоских участков. Это соответствует иллюстрации, представленной на Рисунке 4.1 слева, где углы профиля закреплены неподвижно, и потеря несущей способности связана с местной потерей устойчивости. Для полок предполагается, что максимальное сжимающее напряжение равно пределу текучести материала, т. е.

$$\sigma_{com,Ed} = f_{yb} / \gamma_{M0}, \quad (Ф.14)$$

либо выполняются итерационные расчеты сжимающих напряжений $\sigma_{com,Ed} \leq f_y / \gamma_{M0}$ с использованием формулы 9b при определении эффективных ширин.

ШАГ 2:

На втором этапе сжатый элемент жесткости рассматривается отдельно для того, чтобы рассчитать понижающий коэффициент χ_d при потере устойчивости формы сечения. В этом пункте бесконечно жесткая условная пружина, использованная в Шаге 1, заменяется на пружину с жесткостью K , как это проиллюстрировано на Рисунке 4.2. Жесткость условной пружины K для краевого и промежуточного элементов жесткости определяется соответственно по формулам 13a и 13b с использованием исходных геометрических характеристик эффективного поперечного сечения элемента жесткости, определенных в Шаге 1.

После того, как значение величины жесткости условной пружины K определено, критическое напряжение потери устойчивости $\sigma_{cr,s}$ элемента жесткости в упругой стадии работы стали может быть рассчитано следующим образом:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s}, \quad (Ф.15)$$

где I_s и A_s – это соответственно момент инерции и площадь эффективного поперечного сечения элемента жесткости относительно центральной оси.

K – погонная жесткость условной связи, см. Раздел 4.1.

Значение критического напряжения $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости элемента жесткости при упругой стадии работы стали может быть определено численными методами расчета на устойчивость при недеформированной схеме.

Условная гибкость элемента жесткости $\bar{\lambda}_d$ определяется формулой:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}}, \quad (Ф.16)$$

где:

f_{yb} предел текучести;

$\sigma_{cr,s}$ критические напряжения потери устойчивости в упругой стадии работы стали для элементов жесткости по формуле 15.

Понижающий коэффициент потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости) χ_d зависит от условной гибкости элемента жесткости $\bar{\lambda}_d$ следующим образом:

$$\text{для } \bar{\lambda}_d \leq 0,65, \quad \chi_d = 1,0; \quad (\Phi.17a)$$

$$\text{для } 0,65 \leq \bar{\lambda}_d \leq 1,38, \quad \chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d; \quad (\Phi.17b)$$

$$\text{для } \bar{\lambda}_d > 1,38, \quad \chi_d = 0,66 / \bar{\lambda}_d. \quad (\Phi.17c)$$

ШАГ 3:

Значение χ_d может быть уточнено итерационно путем возврата к Шагу 1 и повторному определению эффективной ширины b_{eff} на основании вычисления более точного сжимающего напряжения $\sigma_{com,Ed}$. Это выполняется путем вычисления модифицированного значения ρ (см. Раздел 3.2) с использованием уменьшенного значения $\bar{\lambda}_p$, согласно формуле:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d} \quad (\Phi.18)$$

После этого, с учетом изменений, может быть повторно выполнен Шаг 2 и получено новое значение χ_d . Шаги 1 и 2 могут быть повторены до тех пор, пока не будет достигнута желаемая степень сходимости относительно значения χ_d .

Шаг 3 является необязательным, и для расчета уменьшенной площади элемента жесткости допускается использовать первоначальное значение χ_d . Если проектировщик решает итерационно уточнить значение χ_d , то обычно бывает достаточно одной или двух итераций. После получения χ_d с желаемой степенью точности уменьшенная эффективная площадь элемента жесткости $A_{s,red}$ может быть рассчитана по формуле:

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb} / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}, \quad (\Phi.19)$$

где $\sigma_{com,Ed}$ – сжимающее напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости, вычисленное для его эффективного сечения.

Часто более удобно использовать уменьшенную толщину, рассчитанную по формуле:

$$t_{red} = t A_{s,red} / A_s, \quad (\Phi.20)$$

или, при использовании упрощенной методики с $\sigma_{com,Ed} = f_y / \gamma_{M0}$, напрямую по формуле:

$$t_{red} = t \chi_d. \quad (\Phi.21)$$

В Разделе 10 представлены примеры расчета, которые демонстрируют применение этой процедуры на практике для различных типов профиля с отгибами полок при сжатии и изгибе.

РАЗДЕЛ 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА СЖАТИЕ

5.1 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Тонкостенные стальные профили часто используются для передачи осевых сжимающих нагрузок, например, в качестве стоек, колонн, раскосов ферм и т. д. Как и в ситуации с толстостенными сварными либо катанymi аналогами, преобладающей формой утраты несущей способности тонкостенных стальных профилей, работающих на сжатие, является потеря устойчивости, а не прочности. В результате реальная несущая способность элемента оказывается значительно ниже предельного значения по прочности сечения. Следовательно, методика расчета такого элемента основана на расчете его несущей способности по потере общей устойчивости и во многом аналогична проектированию обычных нетонкостенных стальных колонн. Однако работа тонкостенных стальных стоек в ряде случаев отличается от поведения толстостенных профилей, и эти отличия должны приниматься во внимание при проектировании.

В отличие от колонн, которые в пределах каркаса работают как независимые элементы, тонкостенные стальные стойки часто используются в несущих панелях, соединенными с гипсокартоном и другими типами обшивки. Наличие обшивки обеспечивает некоторую степень раскрепления в своей плоскости, что может учитываться расчетом несущей способности по потере устойчивости. В то же время степень такого раскрепления должна быть подтверждена натурными испытаниями, с использованием стоек определенных типов с заданными гибкостями, а также обшивкой и креплениями, соответствующими реально применяемым на практике.

В отличие от горячекатаных стальных колонн, в которых определяющей обычно является потеря общей устойчивости в форме продольного изгиба, многие тонкостенные стальные профили также подвержены изгибно-крутильной потере устойчивости. Если изгибно-крутильная потеря устойчивости происходит при меньшем значении нагрузки, чем потеря устойчивости в форме продольного изгиба, естественно, что именно этот вид утраты несущей способности будет определяющим фактором при подборе сечения элемента. Данное обстоятельство отображено в правилах проектирования Еврокода, когда несущая способность в упругой стадии для тонкостенных профилей принимается меньшей из нагрузок потери устойчивости: продольного изгиба, крутильной и изгибно-крутильной форм.

Помимо этого, как было указано в Разделах 3 и 4, тонкостенные стальные профили подвержены местной потере устойчивости и потере устойчивости формы сечения, обе из которых могут иметь негативное влияние на устойчивость элемента при сжатии. Это следует учитывать при расчете на сжатие путем использования геометрических характеристик эффективного поперечного сечения вместо характеристик поперечного сечения брутто.

5.2 ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТА НА СЖАТИЕ

Последовательность проектирования тонкостенных стальных элементов, работающих на сжатие, представлена в §6.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2]. Однако вследствие наличия некоторых аналогий с проектированием толстостенных, обычных сжатых элементов, отдельные пункты содержат ссылки на §6.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1], в том числе в части кривых потери устойчивости.

Авторы сокращенно приводят отдельные пояснения по применению формул ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2], добавляя пояснительный аспект, без пересказывания всего нормативного документа.

Несущая способность по потере устойчивости элемента при осевом сжатии определяется согласно формуле:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (\Phi.22)$$

где:

χ понижающий коэффициент потери устойчивости для соответствующей кривой;

A_{eff} площадь эффективного поперечного сечения (см. Разделы 3 и 4);

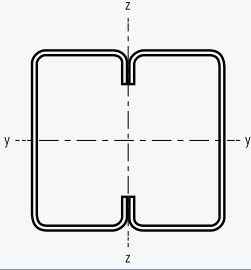
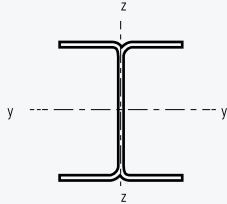
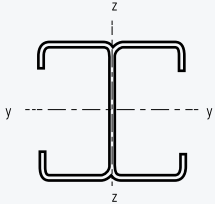
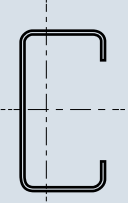
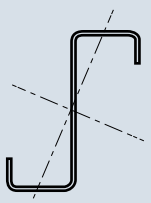
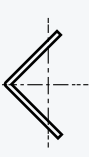
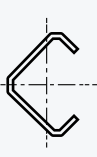
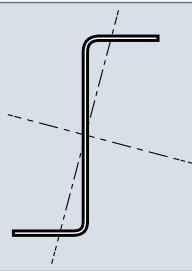
f_y предел текучести;

γ_{M1} частный коэффициент надежности по потере устойчивости.

Поскольку f_y и γ_{MI} являются известными значениями ($\gamma_{MI} = 1.0$ в соответствии с национальным приложением Украины), а вычисление A_{eff} рассмотрено выше, дальнейший расчет сосредоточен на расчете χ .

Понижающий коэффициент χ используется для численного выражения снижения несущей способности ниже предельной нагрузки по прочности вследствие потери устойчивости. Он может быть определен исходя из ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1] по соответствующей кривой потери устойчивости и значению гибкости λ , соответствующей критической форме потери устойчивости. В нормах ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1] приведены 5 кривых потери устойчивости. При этом для легких стальных тонкостенных конструкций согласно §6.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] используются только 3 кривые (a , b и c). Указания по выбору соответствующей кривой для различных типов поперечных сечений даны в Таблице 5.1.

Таблица 5.1 Выбор кривой потери устойчивости для различных типов профилей

Тип профиля		Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости
	при использовании f_{yb}	Любая	b
	при использовании f_{ya}^*	Любая	c
		y-y z-z	a b
		любая	b
		любая	c
	или любое другое сечение	любая	c

* - среднее значение предела текучести f_{ya} не разрешается использовать, кроме случая $A_{eff} = A_g$

Зависимости между χ и гибкостью в виде кривых устойчивости а, b и с продемонстрированы на Рисунке 5.1. Несущая способность по прочности сечения соответствует варианту $\chi = 1.0$. При расчете большинства элементов выделяют оси наибольшей и наименьшей жесткостей. Ось наибольшей жесткости перпендикулярна плоскости наибольшей жесткости, а ось наименьшей жесткости, напротив, соответствует расчету элемента из плоскости. Как правило, элемент стараются ориентировать так, чтобы плоскость наибольшей жесткости совпадала с плоскостью, в которой действуют наибольшие изгибающие моменты.

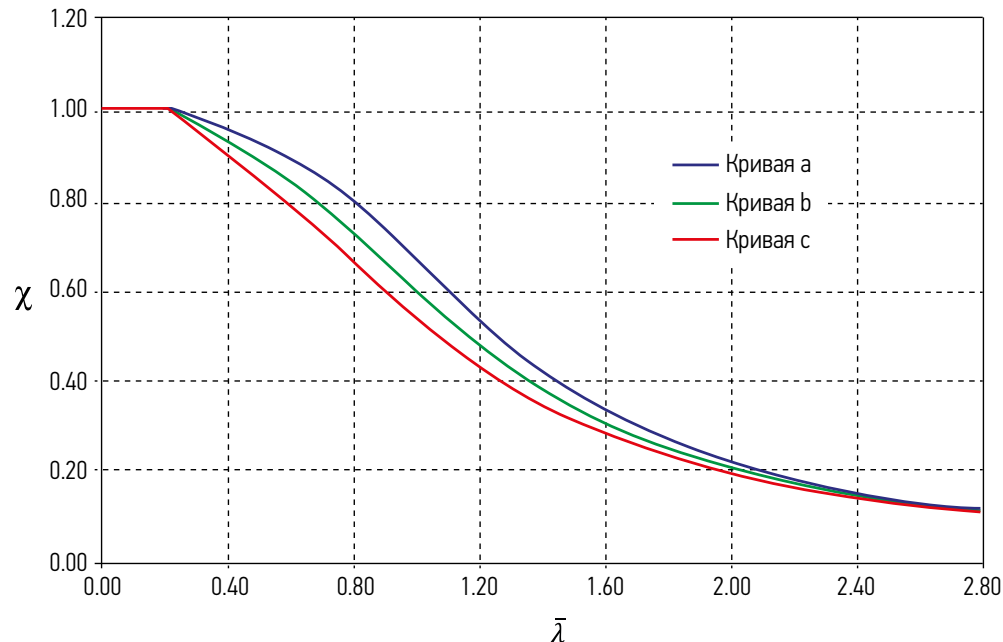


Рисунок 5.1 Кривые потери устойчивости а, b и с

Для элементов из тонкостенных стальных профилей, сечение которых имеет две оси симметрии, допускается выполнять проверку только на потерю устойчивости плоской формы изгиба. В таком случае гибкость $\bar{\lambda}$ определяется как:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{\text{эф}} f_y}{N_{\text{кр}}}}, \quad (\text{Ф.23})$$

где $N_{\text{кр}}$ - критическая нагрузка потери устойчивости в упругой стадии, которая для формы продольного изгиба равна критической силе Эйлера и определяется формулой:

$$N_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 EI}{L_{\text{кр}}^2}, \quad (\text{Ф.24})$$

где:

E модуль упругости материала;

I соответствующий момент инерции сечения брутто;

$L_{\text{кр}}$ расчетная длина элемента для потери устойчивости в форме продольного изгиба относительно рассматриваемой оси.

Альтернативно условную гибкость сжатого элемента $\bar{\lambda}$ можно получить из выражения:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{\text{кр}}}{i} \frac{\sqrt{A_{\text{эф}}/A_{\text{гр}}}}{\lambda_1}, \quad (\text{Ф.25})$$

где i — это радиус инерции, а λ_1 определяется соотношением:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}. \quad (\text{Ф.26})$$

Если расчетные длины относительно разных осей отличаются, например, в случае, когда при помощи распорки создается раскрепление в плоскости меньшей жесткости, значения $\bar{\lambda}$ следует рассчитывать относительно каждой оси, поскольку в этом случае потеря устойчивости в форме продольного изгиба относительно каждой из осей может быть определяющей.

Понижающий коэффициент χ можно получить непосредственно по кривым потери устойчивости, приведенным в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1], либо рассчитать по формуле:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0, \quad (\Phi.27)$$


$$\text{где } \Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]. \quad (\Phi.28)$$

α - это коэффициент учета начальных несовершенств элемента для соответствующей кривой потери устойчивости. Данный коэффициент учитывает начальные погиби, отклонения геометрии и остаточные напряжения от прокатки и гибки элементов. Значения α представлены в Таблице 6.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1].

В случаях, когда сечение профиля не является симметричным относительно двух осей, критическим условием может быть потеря устойчивости по крутильной либо изгибно-крутильной форме. Тогда $\bar{\lambda}$ следует определять из формулы 23, используя минимальное из значений N_{cr} для возможных форм потери устойчивости.

Для элементов, не имеющих две оси симметрии, в зависимости от формы сечения в §6.2.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2], приведена классификация форм потери устойчивости, которые необходимо учитывать (см. Таблицу 5.2).

Таблица 5.2 Учитываемые формы потери устойчивости сжатых тонкостенных стальных профилей открытого сечения

Тип профиля	Учитываемые формы потери общей устойчивости
Кососимметричные профили открытого сечения, например, Z-профили	Форма продольного изгиба
	Крутильная форма
Профили с одной осью симметрии: 	Форма продольного изгиба
	Изгибно-крутильная форма
Несимметричные профили открытого сечения	Форма продольного изгиба
	Крутильная форма
	Изгибно-крутильная форма

Учитывая, что подавляющее большинство тонкостенных стальных профилей, применяемых в качестве сжатых элементов, симметричны относительно оси у-у, рассмотрим порядок определения критического усилия в упругой стадии для изгибно-крутильной формы потери устойчивости таких профилей. Оно зависит от критических усилий в двух других формах (продольного изгиба и крутильной) и определяется формулой:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{y_o}{i_o} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right], \quad (\Phi.29)$$

где:

$N_{cr,y}$ критическое усилие потери устойчивости продольного изгиба в упругой стадии относительно оси у-у;

$N_{cr,T}$ критическое усилие потери устойчивости в крутильной форме;

$$\beta = 1 - \left(\frac{y_o}{i_o} \right)^2.$$

Для шарнирно-опертого элемента критическое усилие $N_{cr,T}$ крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии следует определять по формуле:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_o^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_T^2} \right), \quad (\Phi.30)$$

где:

$$i_o^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2;$$

- G модуль сдвига;
- I_t момент инерции при свободном кручении сечения брутто;
- I_w секториальный момент инерции сечения брутто;
- i_y радиус инерции сечения брутто относительно оси y - y ;
- i_z радиус инерции сечения брутто относительно оси z - z ;
- l_T расчетная длина элемента, который подвержен потере устойчивости по крутильной форме;

y_o, z_o координаты центра сдвига относительно центра тяжести сечения брутто. Для профилей, симметричных относительно оси y - y , $z_o=0$.

Важным аспектом расчета тонкостенных профилей является правильный учет закрепления и раскрепления элементов. Указанные факторы влияют на расчетную длину элементов через коэффициент расчетной длины - отношение расчетной длины к длине элемента l_T/L . При расчете потери устойчивости по изгибно-крутильной и крутильной формам потери устойчивости ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] определяет следующие коэффициенты расчетной длины:

1.0 – при наличии связей, обеспечивающих элементу частичное закрепление от кручения и депланации;

0.7 - для соединений, обеспечивающих значительное закрепление от кручения и депланации.

Примеры соединений для каждой из этих категорий закрепления показаны на Рисунке 5.2.

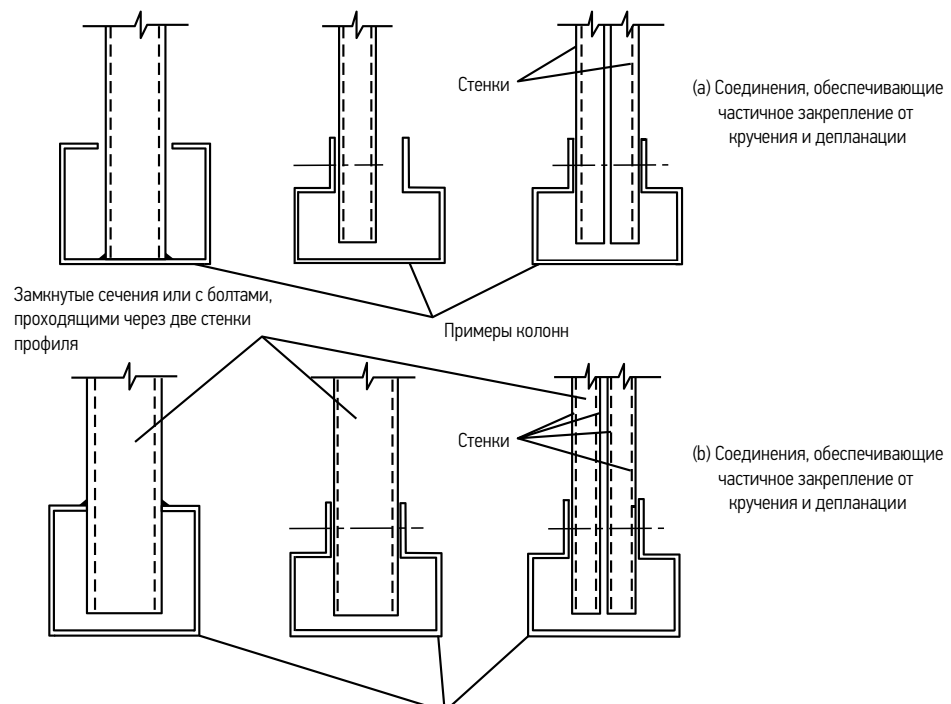


Рисунок 5.2 Примеры закреплений элементов в узлах от кручения и депланации

При расчетах вертикальных элементов следует также помнить, что их жесткостные параметры определяются не только несущей способностью по первому предельному состоянию, но и граничными горизонтальными перемещениями верха, которые определяются Национальным Приложением ДСТУ-Н EN 1990^[5], которое в части предельных перемещений соответствует ДСТУ Б.В.1.2-3:2006.

Практическое применение методики расчета сжатых элементов приведено в Примерах 6 и 9 в Разделе 10.

РАЗДЕЛ 6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Некоторые варианты применения тонкостенных стальных элементов в строительстве предполагают их работу на изгиб. Примерами таких конструкций являются балки междуэтажных перекрытий, прогоны, а также стойки при действии ветровых нагрузок. Как и в случае с нетонкостенными стальными балками, в изгибаемых элементах важно раскрепление из плоскости, так как без раскрепления элементы подвержены изгибно-крутильной форме потери устойчивости (потере устойчивости плоской формы изгиба), что существенно снижает несущую способность. Даже с учетом того, что многие решения узлов прогонов покрытия и балок предусматривают ту или иную степень раскрепления, проектировщики должны принимать во внимание возможное отсутствие раскрепления на этапе строительства и знакопеременность нагрузок. Помимо проверки несущей способности элемента по первому предельному состоянию, необходимо осуществлять проверку и второго предельного состояния. Такая проверка включает в себя в основном расчет прогибов, которые не должны превышать предельных значений, и определение собственных частот колебаний конструкций, которые согласно ДСТУ-Н Б EN 1990^[5] должны быть выше спектра частот возможного источника.

6.1 ЭЛЕМЕНТЫ, РАСКРЕПЛЕННЫЕ ИЗ ПЛОСКОСТИ

Балки и аналогичные конструктивные элементы, работающие на изгиб, могут рассматриваться как раскрепленные из плоскости, если их сжатые полки удерживаются в таком положении, которое позволяет предотвратить изгибно-крутильную форму потери устойчивости. Для тонкостенных стальных элементов каркаса такое раскрепление, как правило, обеспечивается благодаря обшивке настилами, гипсокартоном (для стен) или напольными покрытиями (например, из деревянных досок или бетонных плит). Прогоны покрытия и стеновые прогоны также часто считаются раскрепленными в поперечном направлении благодаря креплению по всей длине ограждающих элементов обшивки. Однако поскольку обшивка крепится, как правило, только по одной стороне элемента, то при наличии знакопеременных (например, ветровых) нагрузок прогоны покрытия и стеновые прогоны должны быть рассчитаны на изгибно-крутильную форму потери устойчивости при соответствующем варианте загрузки.

Расчет раскрепленных из плоскости легких стальных тонкостенных балок аналогичен проектированию соответствующих обычных изгибаемых элементов. Должны быть предусмотрены следующие проверки:

- несущей способности на изгиб;
- несущей способности на срез;
- локальный отказ стенки;
- эксплуатационной пригодности по 2-му предельному состоянию.

Как указывалось ранее, ключевое различие между тонкостенными конструкциями и обычными стальными элементами состоит в подверженности тонкостенных стальных профилей потере местной устойчивости и



Рисунок 6.1 Потеря несущей способности тонкостенного стального прогона покрытия при изгибе

устойчивости формы сечения, что учитывается использованием в расчете характеристик эффективного сечения. Однако помимо этого, вследствие использования малых толщин повышаются риски потери устойчивости элемента от сдвига, смятия, выпучивания или потери устойчивости стенки под действием локальных поперечных сил. Типичное разрушение тонкостенного Z-образного прогона покрытия, подверженного изгибу, показано на Рисунке 6.1. Аналогичные типы потери несущей способности характерны и для других видов тонкостенных профилей, используемых в строительстве.

Несущая способность поперечного сечения легких стальных тонкостенных элементов на изгиб рассматривается в §6.1.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2], который дает следующее определение предельного изгибающего момента:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (\Phi.31)$$

W_{eff} – момент сопротивления эффективного поперечного сечения профиля в упругой стадии (см. Разделы 3 и 4, а также примеры расчета с 2 по 5 в Разделе 10).

Формула 31 предполагает потерю несущей способности профиля вследствие пластической деформации сжатой полки. В случае, когда пластическая деформация возникает сначала в растянутой зоне, могут использоваться резервы пластической работы растянутой части сечения, что подробно рассматривается в §6.1.4.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2]. В этом случае изгибающий момент будет ограничен максимальным сжимающим напряжением $\sigma_{com,Ed}$, достигая f_{yb} / γ_{M0} .

Несущая способность на срез рассматривается в §6.1.5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] и определяется выражением:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} t f_{bv}}{\gamma_{M0}}, \quad (\Phi.32)$$

где:

f_{bv} критическое напряжение при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости стенки;

h_w высота стенки между срединными линиями полок;

ϕ наклон стенки относительно полок.

Использование обозначения $V_{b,Rd}$ подразумевает несущую способность при сдвиге, определяемую устойчивостью, а не прочностью. Возможность потери устойчивости при сдвиге зависит от гибкости стенки, поэтому высокие профили, изготовленные из очень тонкой стали, наиболее подвержены такой форме утраты несущей способности. Возможность потери устойчивости заложена в расчете использованием сопротивления стали f_{bv} , которое является функцией предела текучести f_{yb} и условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w$. Значения f_{bv} приведены в Таблице 6.1.

Таблица 6.1 Критическое напряжение f_{bv} при сдвиге

Условная гибкость стенки	Стенка без элементов жесткости на опоре	Стенка с элементом жесткости на опоре ¹⁾
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

¹⁾ Элементами жесткости являются ребра, усиливающие элементы и вкладыши, которые устанавливаются в опорной зоне для исключения искривления стенки и рассчитаны на опорную реакцию.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] определяет гибкость стенки изгибаемых элементов для двух основных случаев:

- для стенки без продольных элементов жесткости:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}};$$

- для стенки с продольными элементами жесткости в запас можно принимать:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}.$$

Обозначения в формулах пояснены на Рисунке 6.2.

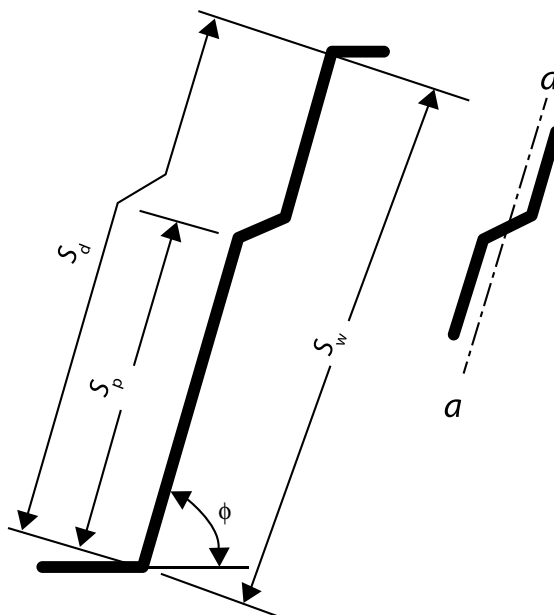


Рисунок 6.2 Стенка с продольным элементом жесткости

Расчет на действие локальных напряжений от поперечных сил рассматривается в §6.1.7 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2]. В разделе представлены несколько выражений для определения несущей способности стенки $R_{w,Rd}$ на действие локальных напряжений в зависимости от места приложения нагрузки (например, ближе к концу элемента), количества стенок в поперечном сечении и наличия элементов жесткости.

6.2 РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОСКОЙ ФОРМЫ ИЗГИБА

Как правило, тонкостенные стальные профили должны использоваться в конструкциях и строительных системах, которые обеспечивают их раскрепление из плоскости и от кручения, таким образом исключая потерю устойчивости изгибно-крутильной формы (потерю устойчивости плоской формы изгиба). Однако встречаются случаи, когда обеспечить такой вариант конструктивно невозможно, и тонкостенный элемент должен быть рассчитан как балка без раскрепления согласно §6.2.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2]. Для кровельных и стеновых прогонов допускается считать, что ограждающая обшивка обеспечивает полное раскрепление из плоскости, только если она крепится к сжатой полке, и только частичное раскрепление – если к растянутой. Правила проектирования для последнего случая представлены в §10.1.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2].

Поведение нераскрепленной балки, изгибаемой относительно ее главной оси, аналогично работе колонны под действием осевой нагрузки. Кривые потери устойчивости, изображенные на Рисунке 5.2, применимы и к балкам. Суть состоит в том, что нераскрепленная сжатая полка становится неустойчивой и стремится к боковому выпучиванию. Однако поскольку она посредством стенки соединена с растянутой полкой, то не может перемещаться независимо и при деформировании вовлекает растянутую полку в работу. Растянутая полка, в свою очередь, препятствует деформированию, что приводит к классическому сочетанию поперечной (изгибной) и крутильной деформаций, называемому изгибно-крутильной формой потери устойчивости, или потерей устойчивости плоской формы изгиба. Этот тип утраты несущей способности возможен только тогда, когда элемент изгибается относительно своей оси наибольшей жесткости; для элементов, которые изгибаются относительно оси наименьшей жесткости, в плоскости меньшей жесткости, критическим критерием всегда будет прочность на изгиб, а не изгибно-крутильная форма потери устойчивости.

Влияние изгибно-крутильной формы потери устойчивости на несущую способность изгибаемого элемента зависит от ряда факторов, главными из которых являются геометрия поперечного сечения и гибкость элемента. Неравноустойчивые сечения, имеющие низкую жесткость при изгибе относительно оси наименьшей жесткости по сравнению с жесткостью при изгибе относительно оси наибольшей жесткости, наиболее подвержены разрушению вследствие изгибно-крутильной формы потери устойчивости. Также важна способность профиля противостоять скручиванию и короблению. Тонкостенные стальные открытые сечения, например, С- и Z-образные профили, обычно имеют небольшую несущую способность по указанным критериям. Напротив, замкнутые сечения и трубы не подвержены изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

Зависимость между гибкостью и прочностью при изгибе может быть представлена в виде кривых потери устойчивости, показанных на Рисунке 5.1. Для коротких элементов несущая способность на изгиб будет ограничена прочностью поперечного сечения (согласно Формуле 31), однако при увеличении гибкости изгибно-крутильная форма потери устойчивости будет становиться определяющей, приводя к значительному снижению несущей способности на изгиб. Как и в случае с центрально-сжатыми элементами, учет в расчете снижения несущей способности выполняется введением коэффициента устойчивости, понижающего расчетное сопротивление. Для нераскрепленных балок в Еврокоде этот понижающий коэффициент обозначен символом χ_{LT} .

С учетом схожести в подходе к проектированию нераскрепленных балок из тонкостенных и эквивалентных горячекатаных либо сварных профилей, основой для их расчета является §6.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1]. Указанный параграф дает подробную последовательность проектирования и соответствующие кривые потери устойчивости. При этом важные указания относительно выбора методики проектирования и кривой потери устойчивости также содержатся в §6.2.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2].

Расчетная несущая способность по общей устойчивости при изгибе определяется выражением:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{eff,y} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\Phi.33)$$

где:

χ_{LT} – понижающий коэффициент для изгибно-крутильной формы потери устойчивости (потери устойчивости плоской формы изгиба);

$W_{eff,y}$ – момент сопротивления эффективного поперечного сечения профиля в упругой стадии (относительно главной оси);

f_y – расчетное значение предела текучести;

γ_{M1} – частный коэффициент надежности по потере устойчивости (равный 1.0 в соответствии с национальными приложениями Украины).

В нормативном документе ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1] представлено два метода для вычисления χ_{LT} . Однако для тонкостенных стальных элементов следует использовать только подход, предусмотренный для "Общих случаев" согласно §6.3.2.2 указанного ДСТУ-Н. Данный метод по структуре схож с тем, который применяется в расчетах на устойчивость центрально-сжатых элементов и использует те же кривые потери устойчивости.

Понижающий коэффициент устойчивости χ_{LT} определяется по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \leq 1.0, \quad (\Phi.34)$$

$$\text{где } \Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]. \quad (\Phi.35)$$

В Формуле 35 α_{LT} – коэффициент учета начальных несовершенств для соответствующей кривой потери устойчивости, определяемый согласно Таблице 6.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1]. Выбор кривой потери устойчивости зависит главным образом от геометрии поперечного сечения. В то же время в §6.2.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] указано, что для изгибаемых тонкостенных стальных профилей следует всегда принимать кривую потери устойчивости *b*, и следовательно, α_{LT} во всех случаях будет равен 0.34.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}},$$

W_y – соответствующий классификации сечения момент сопротивления;

M_{cr} – критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии.

Определение критического момента потери устойчивости в Еврокодах не описано. Для сечений с двумя осями симметрии, например, спаренных С или Σ профилей, с дестабилизирующими нагрузками или без них, могут применяться упрощенные методы, описанные в Разделе 6.3.2 публикации УЦСС 005-14 «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины». Для других элементов критический момент рекомендуется определять численно, используя метод конечных элементов.

Проверки на потерю устойчивости плоской формы изгиба выполнены в примерах расчета 6 и 8 Раздела 10.

РАЗДЕЛ 7. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СЛОЖНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2] рассматривает случаи совместного действия усилий в сечении и соответствующие проверки элементов по прочности и устойчивости. В кратком виде, основные формулы для различных сочетаний усилий сведены в Таблицу 7.1.

Таблица 7.1 Проверки элементов при сложном напряженном состоянии

Действующие усилия	Тип отказа	Формулы для проверки
Растяжение и изгиб	по прочности	$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} \leq 1$ $\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} - \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$
Сжатие и изгиб	по прочности	$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1$ $\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} - \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$
Поперечное и осевое усилие с изгибом	по прочности	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1$
Изгибающий момент с локальной нагрузкой или опорной реакцией	по прочности	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$ $\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1$ $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25$
Сжатие и изгиб	по устойчивости	$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}\right)^{0,8} \leq 1,0$

В формулах Таблицы 7.1 приняты следующие основные обозначения:

- $N_{t,Rd}$ – расчетная несущая способность поперечного сечения по прочности при осевом растяжении;
- $N_{c,Rd}$ – расчетная несущая способность поперечного сечения по прочности при осевом сжатии;
- $M_{c,Rd}$ – расчетная несущая способность поперечного сечения по прочности при изгибе относительно одной из главных осей;
- $M_{y,Ed}$ – изгибающий момент относительно оси у-у;
- $M_{z,Ed}$ – изгибающий момент относительно оси z-z;
- $M_{cy,Rd}$ – расчетная несущая способность поперечного сечения по прочности при изгибе относительно оси у-у;
- $M_{cz,Rd}$ – расчетная несущая способность поперечного сечения по прочности при изгибе относительно оси z-z;
- $N_{b,Rd}$ – минимальная несущая способность по устойчивости при сжатии;
- $M_{b,Rd}$ – несущая способность по потере устойчивости плоской формы изгиба.

Более подробные пояснения относительно расчета при сложном напряженном состоянии можно найти в §6.1 и §6.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3^[2].

РАЗДЕЛ 8. ПРОВЕРКИ ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

Помимо обеспечения достаточной несущей способности по первому предельному состоянию элемента, он должен также соответствовать критериям пригодности к нормальной эксплуатации. Для большинства строительных объектов это означает, что прогибы и перемещения элементов при действующих нагрузках не должны превышать предельных значений. В некоторых случаях может также возникнуть необходимость проверки собственных частот колебаний элементов с целью избежать зыбкости перекрытий и резонансных явлений.

Проверка пригодности по эксплуатационной пригодности состоит в выполнении неравенства:

$$E_d \leq C_d$$

где:

E_d – расчетное значение результата воздействий по критерию эксплуатационной пригодности, определенное на основании соответствующей комбинации воздействий;

C_d – предельное значение для соответствующей комбинации.

Тонкостенные стальные элементы подлежат проверке по второму предельному состоянию так же, как и иные типы металлоконструкций, однако с учетом редуцирования поперечного сечения. Основные требования и предельные значения перемещений описаны в публикации УЦСС 005-14 «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

В качестве альтернативы момент инерции эффективного сечения для расчета прогибов и перемещений может быть вычислен как:

$$I_{\text{fic}} = I_{\text{gr}} - \frac{\sigma_{\text{gr}}}{\sigma} (I_{\text{gr}} - I(\sigma)_{\text{eff}}), \quad (\text{Ф. 36})$$

где:

I_{gr} – момент инерции поперечного сечения брутто;

σ_{gr} – максимальное напряжение сжатия от изгиба при расчете по эксплуатационной пригодности с геометрическими характеристиками поперечного сечения брутто;

$I(\sigma)_{\text{eff}}$ – момент инерции эффективного поперечного сечения, рассчитанный для максимального напряжения $\sigma \geq \sigma_{\text{gr}}$

Как указывалось ранее, основные критерии и соответствующие предельные значения по эксплуатационной пригодности определены национальным приложением ДСТУ-Н Б EN 1990^[5].

Предельные частоты колебаний в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1990^[5] должны определяться индивидуально в техническом задании и согласовываться с заказчиком. Для конструкций из ЛСТК самым распространенным источником вынужденных колебаний является движение людей, частота которого может составить от 1,5 до 3,3 Гц. Следовательно, рекомендуемые собственные частоты колебания элементов конструкции должны быть не ниже 4 Гц. При возможности интенсивного движения людских потоков эту величину повышают до 6 Гц, а для особо легких перекрытий, к которым могут относиться ЛСТК – до 8 Гц.

Проверки второго предельного состояния приведены в примерах расчета 6, 7 и 9 Раздела 10.

РАЗДЕЛ 9. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАРКАСОВ ИЗ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОФИЛЕЙ

Основными задачами при проектировании каркаса в стальных конструкциях являются составление расчетной схемы и подбор сечений элементов, которые имеют обеспеченную несущую способность при возникающих внутренних усилиях. Однако этими вопросами процесс проектирования не исчерпывается. Также необходимо обратить внимание на конструктивные и эксплуатационные критерии, которым должен соответствовать проектируемый каркас в целом, такие как устойчивость, живучесть, надежность, долговечность и другие.

9.1 УСТОЙЧИВОСТЬ КАРКАСА

Кроме обеспечения несущей способности отдельных сжатых элементов, при проектировании подлежит проверке устойчивость всего каркаса как системы. Хотя методы, применяемые для обеспечения устойчивости каркаса для холодноформованных и горячекатаных стальных элементов различны, основные принципы проектирования в них одинаковы:

- должна быть обеспечена передача горизонтальных нагрузок на фундаменты;
- конструктивные подсистемы, используемые в системе каркаса для обеспечения устойчивости, должны придавать ей достаточную жесткость для предотвращения деформативности в поперечных направлениях;
- при недостаточном запасе устойчивости должно учитываться влияние несовершенств на устойчивость конструкции;
- при необходимости также следует принять во внимание эффекты второго порядка – изменение распределения усилий в системе вследствие геометрической нелинейности.

Вышеуказанные четыре принципа и способы их конструктивной реализации в несущей системе подробно рассмотрены в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1^[1]. Они относятся к общим правилам проектирования не только тонкостенных, но и всех иных типов профилей.

Следует также отметить, что Еврокод 3 в отличие от национальной нормативной базы не приводит требований по предельной гибкости. Однако для ответственных элементов можно рекомендовать проверку предельной гибкости в соответствии с Таблицами 13.9 ДБН В.2.6-198:2014^[4] для сжатых элементов и 13.10 для растянутых элементов.

Устойчивость каркасов из легких стальных тонкостенных элементов обычно достигается одним из следующих методов:

- использование жестких элементов и узлов, воспринимающих момент;
- постановка связей;
- создание диафрагм жесткости.

В легких стальных тонкостенных конструкциях из-за их деформативности невозможно обеспечить полностью жесткие соединения, в которых углы поворота были бы очень близки к нулю. Однако можно организовать узлы, частично воспринимающие момент. Это, как правило, выполняется путем проектирования многосвязных соединений с примыканием элементов на прокатную фасонку либо постановкой вутов (угловых подкосов) из тонкостенных или обычных профилей. Описанные конструктивные меры обеспечивают перераспределение усилий в системе, уменьшая ее общую деформативность. При этом важен правильный учет неравномерных жесткостей в системе при расчете и конструировании каркаса.

Связи в каркасах из тонкостенных стальных профилей могут выполняться жесткими и гибкими. Использование в конструкции связей из жестких профилей означает, что такие элементы способны будут воспринимать как силы растяжения, так и усилия сжатия. В основном они выполняются крестового, ромбического либо диагонального вида из тех же типоразмеров профилей, которые используются в каркасе. При этом важен правильный расчет и конструирование узлов и соединений. Гибкие связи, как правило, выполняются крестовыми из диагонально перекрещенных плоских стальных лент, прикрепленных к лицевой стороне вертикальных стоек. В отличие от жестких связей, плоские ленты, как правило, располагаются поперек нескольких стоек и

крепятся к каждой из них. Отдельные элементы связи работают только на растяжение. При этом второй элемент связи теряет устойчивость и исключается из работы (отсюда и необходимость в крестовой форме связи).

Профилированный настил в стеновом ограждении либо кровле, а также сэндвич-панелях может быть учтен в расчетной схеме каркаса в качестве диафрагм жесткости и континуальных связей. При этом особое внимание следует уделить соединениям листов с основными элементами каркаса.

Также для конструкций каркасных стен при проектировании допускается принимать во внимание жесткость примыкающих ограждающих неметаллических элементов. В этом случае устойчивость каркаса может обеспечиваться благодаря обшивке или облицовке, образующей диафрагму жесткости. Стандартно в качестве обшивки используется:

- фанера;
- цементно-волоконные плиты;
- ориентированно-стружечные плиты (OSB);
- гипсокартон.

Податливость и иные расчетные параметры для конкретного варианта комбинации обшивки и каркаса во многом зависят от конструктивных и архитектурных деталей, потому их следует определять путем проведения натурных испытаний.

9.2 ЖИВУЧЕСТЬ КОНСТРУКЦИИ

Термин «живучесть» в контексте проектирования зданий и сооружений означает способность конструкции выдерживать аварийные ситуации без распространения ущерба или несоизмеримого прогрессирующего разрушения.

Основополагающие принципы обеспечения живучести, применяемые ко всем типам конструкций и материалам:

- Живучесть относится к способности конструкции переносить такие события, как взрывы, удары или следствия ошибок людей.
- Второе предельное состояние при расчете на живучесть не ограничивается. В элементах конструкции допускаются значительные деформации и образование шарниров пластичности. Предполагается, что перед началом повторной эксплуатации здания после аварийной ситуации будут выполнены работы по восстановлению и ремонту его конструктивных элементов. В некоторых случаях может быть необходим демонтаж элементов вследствие неремонтопригодности.

Основными целями обеспечения живучести являются:

- ограничить распространение локального отказа и предотвратить прогрессирующее обрушение, несоизмеримое непосредственному последствию причины его возникновения.
- обеспечить безопасность конструкции на промежутки времени, достаточный для эвакуации людей, находящихся в здании, и выполнения аварийными службами своих задач.

Требуемый уровень живучести зависит от класса здания, который, в свою очередь, основывается на размерах, типе и назначении здания. Эта классификация определяется в ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7.

Требование относительно проектирования и строительства зданий с обеспечением достаточной живучести и предполагаемых аварийных ситуаций содержится в ДСТУ-Н Б EN 1990^[5]. Подробные указания по обеспечению живучести каркасов зданий представлены в ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 и не дифференцируются в зависимости от материалов либо толщин элементов.

Легкие стальные тонкостенные конструкции, как правило, имеют достаточную живучесть и надежность за счет наличия большого количества конструктивных элементов и узлов, что обеспечивает многосвязность конструкции. При этом следует обращать особое внимание на соответствующую несущую способность соединений.

Долговечность эксплуатации ЛСТК обеспечивается за счет защитных покрытий элементов, перераспределения усилий и пространственной работы, а также минимизации влияния остаточных концентраторов напряжений.

9.3 ОПИРАНИЕ НА ФУНДАМЕНТЫ

Каркасы с применением легких стальных тонкостенных конструкций должны предусматривать надежное крепление к фундаментам. Как правило, применяются два типа опираний тонкостенных элементов на фундаменты:

- при разреженных местах опирания - анкерные болты, соединяющие стойки каркаса или направляющие профили с телом фундамента;
- при достаточно частых местах опирания стоек (например, в стенах) - сплошные закладные стальные детали.

Помимо расчета анкерных приспособлений, в проверку фундаментов входят расчеты на продавливание, локальное смятие бетона, сдвиг, опрокидывание и отрыв, а также проверки деформаций оснований.

Примеры распространенных типов опираний показаны на Рисунке 9.1



Рисунок 9.1 Примеры опорных узлов каркасов из ЛСТК

РАЗДЕЛ 10. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

В данном разделе рассмотрены 9 численных примеров расчета тонкостенных стальных профилей в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3⁽²⁾. Примеры включают расчет характеристик эффективного сечения и несущей способности элементов. Примеры разработаны для наиболее распространенных в легких стальных тонкостенных конструкциях типов профилей и их применений.

Рассмотрены следующие примеры:

- 10.1 Расчет геометрических характеристик сечения брутто для холодноформованного С-образного профиля с отгибами полок
- 10.2 Расчет геометрических характеристик эффективного сечения для С-образного профиля с отгибами полок при сжатии
- 10.3 Расчет геометрических характеристик эффективного сечения для С-образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости
- 10.4 Расчет геометрических характеристик эффективного сечения для Σ -образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости
- 10.5 Расчет геометрических характеристик эффективного сечения для Z-образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости
- 10.6 Проектирование стойки каркаса стеновой панели из С-образного профиля
- 10.7 Проектирование раскрепленной балки междуэтажного перекрытия из Σ -образного профиля
- 10.8 Проектирование нераскрепленной балки междуэтажного перекрытия из Z-образного профиля
- 10.9 Проектирование решетчатой фермы перекрытия из С-образных профилей

На полях Примеров приведены ссылки на положения различных Частей Еврокодов в формате ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(1), что означает подпункт (1) пункта 5.1 документа ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3.

10.1 Геометрические характеристики сечения брутто для холодноформованного С-образного профиля с отгибами полок

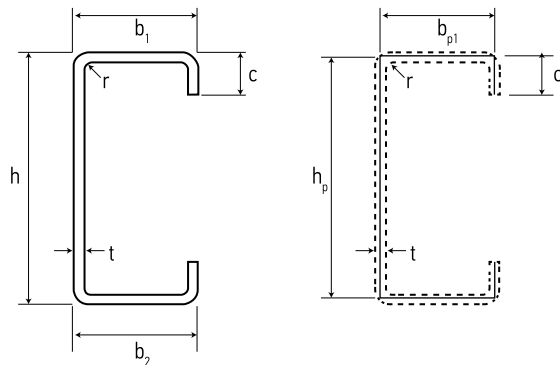
В этом численном примере представлен расчет геометрических характеристик сечения брутто холодноформованного С-образного профиля с отгибами полок. Основные постоянные (в частности, секториальные характеристики) в этом расчете определены по методике, описанной в Приложении С ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3, которое дает простую табличную форму для их расчета.

Размеры профиля

Высота сечения	$h = 200 \text{ мм}$
Ширина полки	$b_1 = b_2 = 65 \text{ мм}$
Высота отгиба полки	$c = 25 \text{ мм}$
Радиус закругления	$r = 3 \text{ мм}$
Номинальная толщина	$t_{\text{ном}} = 2 \text{ мм}$
Толщина стали	$t = 1.96 \text{ мм}$

Размеры по срединным линиям

Высота стенки $h_p = h - t_{\text{ном}} = 200 - 2 = 198 \text{ мм}$
 Ширина полки $b_{p1} = b_{p2} = b_1 - t_{\text{ном}} = 65 - 2 = 63 \text{ мм}$
 Высота отгиба полки $c_p = c - t_{\text{ном}}/2 = 25 - 2/2 = 24 \text{ мм}$
 Радиус закругления $r_m = r + t/2 = 3 + 1.96/2 = 3.98 \text{ мм}$
 Угол $g_r = r_m (\tan \phi/2 - \sin \phi/2) = 3.98 (\tan 45^\circ - \sin 45^\circ) = 1.17 \text{ мм}$

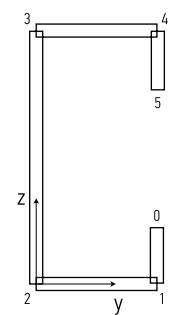


Размеры плоских участков

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
5.1

Стенка $b_{p,h} = h_p - 2g_r = 198 - 2 \times 1.17 = 195.66 \text{ мм}$
 Полка $b_{p,b} = b_p - 2g_r = 63 - 2 \times 1.17 = 60.66 \text{ мм}$
 Отгиб полки $b_{p,c} = c_p - g_r = 24 - 1.17 = 22.83 \text{ мм}$

						Пример №1			
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Геометрические характеристики сечения брутто С-образного профиля с отгибами полок	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Э. Вэй			06.14			1	9
Разработал		М. Хейвуд			06.14				
Разработал		Н.А. Беляев			06.14				
Проверил		С.И. Билык			07.14				
Проверил		А.С. Билык			07.14				

<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.2</p>	<p>Проверка геометрических параметров</p> <p>Проверка соотношений геометрических параметров поперечного сечения необходима для того, чтобы удостовериться, что они не выходят за пределы, указанные в Разделах 1.4 и 2.3.</p> <p>$b/t = 65/1,96 = 33,16 < 60$ Условие выполняется</p> <p>$c/t = 25/1,96 = 12,76 < 50$ Условие выполняется</p> <p>$h/t = 200/1,96 = 102,4 < 500$ Условие выполняется</p> <p>Проверка размеров элемента жесткости</p> <p>$c/b_f = 25/65 = 0,38 \quad 0,2 < 0,38 < 0,6$ Условие выполняется</p>														
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(3)</p>	<p>Проверка возможности пренебрежения закруглениями углов</p> <p>$r/t = 3/1,96 = 1,53 < 5$ Условие выполняется</p> <p>$r/b_{p,h} = 3/195,7 = 0,02 < 0,10$ Условие выполняется</p> <p>$r/b_{p,b} = 3/60,66 = 0,05 < 0,10$ Условие выполняется</p> <p>$r/b_{p,c} = 3/22,83 = 0,13 > 0,10$ Условие НЕ выполняется</p>														
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(4)</p>	<p>Таким образом, влияние закругленных углов следует принять во внимание при расчете характеристик сечения. Влияние закругленных углов можно учесть, уменьшив характеристики, рассчитанные для аналогичного поперечного сечения без учета закруглений, используя следующие приближения:</p> <p>$A_g \approx A_{g,shap} (1 - \delta)$</p> <p>$I_g \approx I_{g,shap} (1 - 2\delta)$</p> <p>$I_w \approx I_{w,shap} (1 - 4\delta),$</p> <p>где</p> $\delta = 0.43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\phi_j}{90}}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}}$ $\delta = 0.43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\phi_j}{90}}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}} = 0.43 \frac{4 \times 3 \times \frac{90}{90}}{195.7 + 2 \times 60.66 + 2 \times 22.83} = 0.014$ <p>Геометрические характеристики сечения брутто (без учета закруглений)</p>														
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 Приложение С</p>	<p>Расчет геометрических характеристик сечения брутто, которые могут понадобиться для расчета конструкций, основан на методике Приложения С ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3. По ней сечение делится на плоские участки, каждый из которых определяется координатами его начала и конца на основании геометрии сечения в срединных линиях, как показано на иллюстрации. Точки начала и конца каждого элемента называются узлами.</p> 														
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата							<p>Геометрические характеристики сечения брутто С-образного профиля с отгибами полок</p> <table border="1"> <tr> <td>Лист</td> </tr> <tr> <td>2 из 9</td> </tr> </table>	Лист	2 из 9
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата										
Лист															
2 из 9															

Узел J	Координата $y_j, \text{мм}$	Координата $z_j, \text{мм}$
0	63	24
1	63	0
2	0	0
3	0	198
4	63	198
5	63	174

Часть i	Начальный узел			Конечный узел			Толщина $t_i, \text{мм}$	Длина, мм	Площадь $dA_i, \text{мм}^2$
	№	у коорд. $y_{i-1}, \text{мм}$	z коорд. $z_{i-1}, \text{мм}$	№	у коорд. $y_i, \text{мм}$	z коорд. $z_i, \text{мм}$			
1	0	63	24	1	63	0	1.96	24	47.0
2	1	63	0	2	0	0	1.96	63	123.5
3	2	0	0	3	0	198	1.96	198	388.1
4	3	0	198	4	63	198	1.96	63	123.5
5	4	63	198	5	63	174	1.96	24	47.0

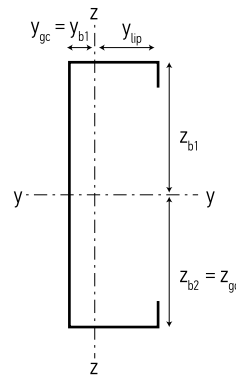
Площадь

$$A_{gr} = \sum dA_i = 729.1 \text{ мм}^2$$

Центр тяжести

Координата z центра тяжести (z_{gc}) определяет положение оси u сечения брутто. Поскольку ось u является осью симметрии сечения, то она же и будет центральной осью. Следовательно, z_{b1} и z_{b2} равны. Определение координаты z_{gc} показано для формальности и полноты расчета.

Координата u центра тяжести определит положение главной оси z сечения брутто. Обозначения соответствуют следующей иллюстрации.



Определим координату z центра тяжести.

Часть i	$(z_i + z_{i-1}) \cdot dA_i / 2, \text{мм}^3$
1	564.0
2	0.0
3	38420
4	24450
5	8742
Итого	72180

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
Приложение С

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
Приложение С

Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Геометрические характеристики сечения брутто С-образного профиля с отгибами полок	Лист 3 из 9
------	-------	------	-------	---------	------	--	----------------

Статический момент сечения для оси у равен сумме указанных выше значений:

$$S_{y0} = 72180 \text{ мм}^3$$

Координата z центра тяжести определяется следующим образом:

$$z_{gc} = S_{y0} / A_{gr}$$

$$z_{gc} = 72180 / 729.1$$

$$z_{gc} = 99.0 \text{ мм}$$

$$z_{gc} = z_{b1} = z_{b2} = 99.0 \text{ мм}$$

Определим координату у центра тяжести.

Часть i	$(y_i + y_{i-1}) \cdot dA_i / 2, \text{ мм}^3$
1	2961
2	3890
3	0.0
4	3890
5	2961
Итого	13700

Статический момент сечения для оси z равен сумме указанных выше значений:

$$S_{z0} = 13700 \text{ мм}^3$$

Координата у центра тяжести определяется следующим образом:

$$y_{gc} = S_{z0} / A_{gr}$$

$$y_{gc} = 13700 / 729.1$$

$$y_{gc} = 18.8 \text{ мм}$$

$$y_{gc} = y_{b1} = 18.8 \text{ мм}$$

$$y_{lip} = b_{p1} - y_{b1}$$

$$y_{lip} = 63.0 - 18.8$$

$$y_{lip} = 44.2 \text{ мм}$$

Моменты инерции сечения

Момент инерции сечения относительно оси наибольшей жесткости.

Часть i	$(z_i^2 + z_{i-1}^2 + z_i \cdot z_{i-1}) \cdot dA_i / 3, \text{ мм}^4$
1	9024
2	0.0
3	5072000
4	4842000
5	1628000
Итого	11550000

Момент инерции сечения относительно начальной оси у (по нижней полке сечения) равен сумме указанных выше значений:

$$I_{y0} = 11550000 \text{ мм}^4$$

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
Приложение С

						Геометрические характеристики сечения брутто С-образного профиля с отгибами полок	Лист 4 из 9
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
Приложение С

Момент инерции сечения относительно центральной оси y определяется следующим образом:

$$I_y = I_{y0} - A_{gr} \cdot z_{gc}^2$$

$$I_y = 11550000 - 729.1 \times 99.0^2$$

$$I_y = 4404000 \text{ мм}^4$$

Момент инерции сечения относительно оси наименьшей жесткости.

Часть i	$(y_i^2 + y_{i-1}^2 + y_i \cdot y_{i-1}) \cdot dA_i / 3, \text{ мм}^4$
1	186500
2	163400
3	0.0
4	163400
5	186500
Итого	699800

Момент инерции сечения относительно начальной оси z (по стенке балки) равен сумме указанных выше значений:

$$I_{z0} = 699800 \text{ мм}^4$$

Момент инерции сечения относительно центральной оси z определяется следующим образом:

$$I_z = I_{z0} - A_{gr} \cdot y_{gc}^2$$

$$I_z = 699800 - 729.1 \times 18.8^2$$

$$I_z = 442100 \text{ мм}^4$$

Радиусы инерции

Радиус инерции относительно оси наибольшей жесткости

$$i_y = (I_y / A_{gr})^{0.5}$$

$$i_y = (4404000 / 729.1)^{0.5}$$

$$i_y = 77.7 \text{ мм}$$

Радиус инерции относительно оси наименьшей жесткости

$$i_z = (I_z / A_{gr})^{0.5}$$

$$i_z = (442100 / 729.1)^{0.5}$$

$$i_z = 24.6 \text{ мм}$$

Моменты сопротивления в упругой стадии

Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наибольшей жесткости

$$W_y = I_y / \text{Max}\{z_{b1}, z_{b2}\}$$

$$W_y = 4404000 / 99.0$$

$$W_y = 44480 \text{ мм}^3$$

Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наименьшей жесткости

$$W_z = I_z / \text{Max}\{y_{gc}, y_{lip}\}$$

$$W_z = 442100 / 44.2$$

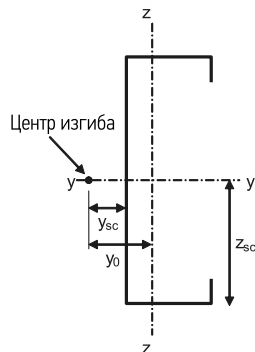
$$W_z = 10000 \text{ мм}^3$$

						Геометрические характеристики сечения брутто С-образного профиля с отгибами полок	Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		5 из 9

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
Приложение С

Центр изгиба

Положение центра изгиба рассчитывается относительно центра тяжести. Сечение симметрично относительно оси y . Следовательно, центр изгиба будет лежать на главной оси. Обозначения соответствуют следующей иллюстрации.



ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
Приложение С

Часть i	$(2 \cdot y_{i-1} \cdot z_{i-1} + 2 \cdot y_i \cdot z_i + y_{i-1} \cdot z_i + y_i \cdot z_{i-1}) dA_i / 6, \text{ мм}^4$
1	35530
2	0.0
3	0.0
4	770300
5	550700
Итого	1357000

Центробежный момент инерции сечения относительно начального центра координат равен сумме указанных выше значений:

$$I_{yz0} = 1357000 \text{ мм}^4$$

Центробежный момент инерции сечения относительно центра тяжести определяется следующим образом:

$$I_{yz} = I_{yz0} - (S_{y0} \cdot S_{z0} / A_{gr})$$

$$I_{yz} = 1357000 - (72180 \times 13700 / 729.1)$$

$$I_{yz} = 716.9 \text{ мм}^4,$$

что относительно начального значения составляет <1%, поскольку относительно главных осей центробежный момент инерции должен равняться 0.

Секториальные координаты

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
Приложение С

Часть i	ω_{0i} $y_{i-1} \cdot z_i - y_i \cdot z_{i-1}$	ω_i $\omega_{i-1} + \omega_{0i}$
0	Нет данных	0
1	-1512	-1512
2	0.0	-1512
3	0.0	-1512
4	-12470	-13980
5	-1512	-15490

Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Геометрические характеристики сечения брутто С-образного профиля с отгибами полок	Лист
							6 из 9

Секториальные моменты инерции

i	$I_{y\omega 0}$	$I_{z\omega 0}$	$I_{\omega\omega 0}$	$(\omega_{i-1} + \omega_i)dA_i / 2$
1	-2.24×10^6	-2.84×10^5	3.58×10^7	-3.553×10^4
2	-5.88×10^6	0.00	2.82×10^8	-1.867×10^5
3	0.00	-5.81×10^7	8.87×10^8	-5.868×10^5
4	-3.82×10^7	-1.89×10^8	9.02×10^9	-9.566×10^5
5	-4.37×10^7	-1.29×10^8	1.02×10^{10}	-6.925×10^5
Итого	-9.00×10^7	-3.76×10^8	2.04×10^{10}	-2.458×10^6

$$I_{\omega} = \sum(\omega_{i-1} + \omega_i) dA_i / 2$$

$$I_{\omega} = -2458000 \text{ мм}^3$$

$$I_{y\omega} = I_{y\omega 0} - S_{z0} \times I_{\omega} / A_{gr}$$

$$I_{y\omega} = -9.00 \times 10^7 - 13700 \times (-2458000) / 729.1$$

$$I_{y\omega} = -43810000 \text{ мм}^4$$

$$I_{z\omega} = I_{z\omega 0} - S_{y0} \times I_{\omega} / A_{gr}$$

$$I_{z\omega} = -3.76 \times 10^8 - 72180 \times (-2458000) / 729.1$$

$$I_{z\omega} = -132700000 \text{ мм}^4$$

$$I_{\omega\omega} = I_{\omega\omega 0} - I_{\omega}^2 / A_{gr}$$

$$I_{\omega\omega} = 2.04 \times 10^{10} - (-2458000)^2 / 729.1$$

$$I_{\omega\omega} = 1.211 \times 10^{10} \text{ мм}^4$$

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
Приложение С

Координата y центра изгиба определяется следующим образом:

$$y_{sc} = (I_{z\omega} I_z - I_{y\omega} I_{yz}) / (I_y I_z - I_{yz}^2)$$

$$y_{sc} = (-132700000 \times 442100 - (-43810000) \times 716.9) / (4404000 \times 442100 - 716.9^2)$$

$$y_{sc} = -30.1 \text{ мм}$$

Расстояние от центра тяжести до центра изгиба определяется следующим образом:

$$y_0 = -y_{sc} + y_{gc}$$

$$y_0 = 30.1 + 18.8$$

$$y_0 = 48.9 \text{ мм}$$

Координата z центра сдвига соответствует оси симметрии.

$$z_{sc} = 99.0 \text{ мм}$$

Секториальный момент инерции сечения относительно центра изгиба

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
Приложение С

Секториальный момент инерции сечения определяется следующим образом:

$$I_w = I_{\omega\omega} + z_{sc} \times I_{y\omega} - y_{sc} \times I_{z\omega}$$

$$I_w = 1.211 \times 10^{10} + 99.0 \times (-43810000) - (-30.10) \times (-132700000)$$

$$I_w = 3.779 \times 10^9 \text{ мм}^6$$

						Геометрические характеристики сечения брутто С-образного профиля с отгибами полок	Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		7 из 9

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
Приложение С

Момент инерции при свободном кручении

Часть i	$dA_i \cdot (t_i)^2 / 3, \text{ мм}^4$
1	60.2
2	158.1
3	497.0
4	158.1
5	60.2
Итого	933.6

Момент инерции при свободном кручении равен сумме указанных выше значений:

$$I_t = \sum dA_i \cdot (t_i)^2 / 3$$

$$I_t = 933.6 \text{ мм}^4$$

Сведенные геометрические характеристики сечения брутто без учета закруглений

Площадь сечения	$A_{gr} = 729.1 \text{ мм}^2$
Расстояние от центра тяжести до полки	$z_{gc} = 99.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести до стенки	$y_{gc} = 18.8 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести до отгибов	$y_{lip} = 44.2 \text{ мм}$
Момент инерции сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_y = 4404000 \text{ мм}^4$
Момент инерции сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_z = 442100 \text{ мм}^4$
Радиус инерции относительно оси наибольшей жесткости	$i_y = 77.7 \text{ мм}$
Радиус инерции относительно оси наименьшей жесткости	$i_z = 24.6 \text{ мм}$
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наибольшей жесткости	$W_y = 44480 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наименьшей жесткости	$W_z = 10000 \text{ мм}^3$
Расстояние от центра изгиба до полки	$z_{sc} = 99.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра изгиба до стенки	$y_{sc} = -30.10 \text{ мм}$
Расстояние от центра изгиба до центра тяжести	$y_0 = 48.9 \text{ мм}$
Секториальный момент инерции сечения	$I_w = 3.779 \times 10^9 \text{ мм}^6$
Момент инерции при свободном кручении	$I_t = 933.6 \text{ мм}^4$

Геометрические характеристики сечения брутто с учетом закруглений

Влияние закругленных углов на характеристики сечения принимается в расчет путем уменьшения характеристик, рассчитанных для аналогичного сечения без учета закруглений, используя следующие приближения:

$$A_g \approx A_{g, \text{sharp}} (1 - \delta)$$

$$I_g \approx I_{g, \text{sharp}} (1 - 2\delta)$$

$$I_w \approx I_{w, \text{sharp}} (1 - 4\delta)$$

Такие характеристики, как положение главных осей и центра изгиба, для сечения с закругленными углами берутся равными тем, что были рассчитаны для сечения без учета закруглений.

						Геометрические характеристики сечения брутто С-образного профиля с отгибами полок	Лист 8 из 9
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		

Расчет характеристик сечения, уменьшенных с учетом закругленных углов, выполняется следующим образом:

$$A_g = A_{g,shap} (1 - \delta) = 729 \cdot 1(1 - 0.014) = 718.9 \text{ мм}^2$$

$$I_y = I_{y,shap} (1 - 2\delta) = 4404000 (1 - 2 \times 0.014) = 4281000 \text{ мм}^4$$

$$I_z = I_{z,shap} (1 - 2\delta) = 442100 (1 - 2 \times 0.014) = 429700 \text{ мм}^4$$

$$i_y = (I_y / A_g)^{0.5} = (4281000 / 718.9)^{0.5} = 77.2 \text{ мм}$$

$$i_z = (I_z / A_g)^{0.5} = (429700 / 718.9)^{0.5} = 24.5 \text{ мм}$$

$$W_y = I_y / z_{gc} = 4281000 / 99.0 = 43240 \text{ мм}^3$$

$$W_z = I_z / y_{lip} = 429700 / 44.2 = 9724 \text{ мм}^3$$

$$I_w = I_{w,shap} (1 - 4\delta) = 3.779 \times 10^9 (1 - 4 \times 0.014) = 3.567 \times 10^9 \text{ мм}^6$$

Сведенные геометрические характеристики сечения с учетом закруглений

Площадь сечения	$A_{gr} = 718.9 \text{ мм}^2$
Расстояние от центра тяжести до полки	$z_{gc} = 99.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести до стенки	$y_{gc} = 18.8 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести до отгибов	$y_{lip} = 44.2 \text{ мм}$
Момент инерции сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_y = 4281000 \text{ мм}^4$
Момент инерции сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_z = 429700 \text{ мм}^4$
Радиус инерции относительно оси наибольшей жесткости	$i_y = 77.2 \text{ мм}$
Радиус инерции относительно оси наименьшей жесткости	$i_z = 24.5 \text{ мм}$
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наибольшей жесткости	$W_y = 43240 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наименьшей жесткости	$W_z = 9724 \text{ мм}^3$
Расстояние от центра изгиба до полки	$z_{sc} = 99.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра изгиба до стенки	$y_{sc} = -30.10 \text{ мм}$
Расстояние от центра изгиба до центра тяжести	$y_0 = 48.9 \text{ мм}$
Секториальный момент инерции сечения	$I_w = 3.567 \times 10^9 \text{ мм}^6$
Момент инерции при свободном кручении	$I_t = 933.6 \text{ мм}^4$

						Геометрические характеристики сечения брутто С-образного профиля с отгибами полок	Лист 9 из 9
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		

10.2 Геометрические характеристики эффективного сечения С-образного профиля с отгибами полок при сжатии

Этот численный пример демонстрирует расчеты характеристик эффективного сечения для холодноформованного С-образного профиля с отгибами полок при сжатии. Профиль идентичен тому, что рассматривался в Примере 1, поэтому некоторые расчеты и проверки, относящиеся к поперечному сечению брутто, опущены.

В Примере 1 было показано, что для такого поперечного сечения должно быть учтено влияние закругленных углов. Характеристики сечения изначально рассчитываются на основании геометрии без учета закруглений. Влияние закругленных углов принимается в расчет путем введения понижающих коэффициентов к характеристикам сечения без учета закруглений.

Размеры поперечного сечения и характеристики материала

Высота сечения	$h = 200$ мм
Ширина полки	$b_1 = b_2 = 65$ мм
Высота отгиба полки	$c = 25$ мм
Радиус закругления	$r = 3$ мм
Номинальная толщина	$t_{nom} = 2$ мм
Толщина стали	$t = 1.96$ мм
Расчетный предел текучести	$f_y = 350$ Н/мм ²
Модуль упругости	$E = 210000$ Н/мм ²
Коэффициент Пуассона	$\nu = 0.3$
Частный коэффициент надежности	$\gamma_{M0} = 1.00$

$$h_p = h - t_{nom} = 200 - 2 = 198 \text{ мм}$$

$$b_{p1} = b_{p2} = b_1 - t_{nom} = 65 - 2 = 63 \text{ мм}$$

$$c_p = c - t_{nom}/2 = 25 - 2/2 = 24 \text{ мм}$$

Геометрические характеристики эффективного сечения без учета закруглений

Определение эффективного сечения полок и отгибов

Шаг 1

Эффективная ширина полок

Для соотношения напряжений $\psi = 1$ (равномерное сжатие), $k_\sigma = 4$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yb}}$$

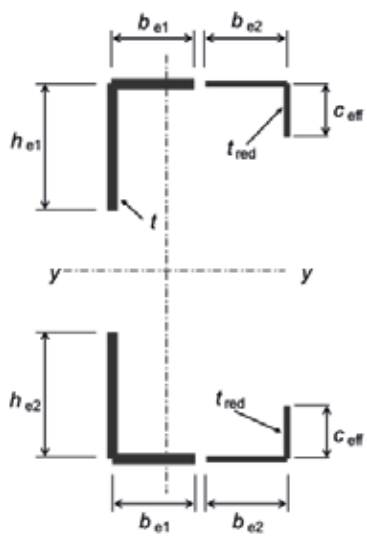
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
5.5.3.2

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
5.5.2

						Пример №2			
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Геометрические характеристики эффективного сечения С-образного профиля с отгибами полок при сжатии	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Э. Вэй			06.14			1	4
Разработал		М. Хейвуд			06.14				
Проверил		Н.А. Беляев			06.14				
Проверил		С.И. Бильк			07.14				
Проверил		А.С. Бильк			07.14				



ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4	$\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{b_{p1}/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{63/1.96}{28.4 \times \sqrt{235/350} \times \sqrt{4}} = 0.691$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2} = \frac{0.691 - 0.055 \times (3 + 1)}{0.691^2} = 0.986 \leq 1.0$ $b_{\text{eff}} = \rho b_{p1} = 0.987 \times 63 = 62.2 \text{ мм}$ $b_{e1} = b_{e2} = 0.5 b_{\text{eff}} = 0.5 \times 62.2 = 31.1 \text{ мм}$													
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(5a)	<p>Эффективная ширина краевого элемента жесткости (отгиба)</p> <p>Коэффициент потери устойчивости определяется следующим образом:</p> <p>если $b_{p,c}/b_{p1} \leq 0.35$: $k_{\sigma} = 0.5$</p> <p>если $0.35 < b_{p,c}/b_{p1} \leq 0.6$: $k_{\sigma} = 0.5 + 0.83 \sqrt{(b_{p,c}/b_{p1} - 0.35)^2}$</p> <p>$b_{p,c}/b_{p1} = 24/63 = 0.38$ следовательно, $k_{\sigma} = 0.5 + 0.83 \sqrt{(0.38 - 0.35)^2} = 0.582$</p>													
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4	$\bar{\lambda}_{p,c} = \frac{c_p/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{24/1.96}{28.4 \times \sqrt{235/350} \times \sqrt{0.58}} = 0.690$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0.188}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} = \frac{0.690 - 0.188}{0.690^2} = 1.05$ <p>но $\rho \leq 1$ следовательно, $\rho = 1$</p> <p>Эффективная ширина определяется следующим образом:</p> $c_{\text{eff}} = \rho c_p = 1 \times 24 = 24 \text{ мм}$													
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(5a) 5.5.3.2(6)	<p>Эффективная площадь краевого элемента жесткости составляет:</p> $A_s = t(b_{e2} + c_{\text{eff}}) = 1.96 \times (31.1 + 24) = 108.0 \text{ мм}^2$													
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(7)	<p>Шаг 2</p> <p>Критическое напряжение при потере устойчивости для краевого элемента жесткости определяется по формуле:</p> $\sigma_{\text{cr,s}} = \frac{2\sqrt{K E I_s}}{A_s},$ <p>где K – это жесткость пружины на единицу длины, а I_s – это эффективный момент инерции сечения элемента жесткости.</p>													
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.1(5)	$K = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_p + b_1^3 + 0.5 b_1 b_2 h_p k_f}$ $b_1 = b_{p1} - \frac{b_{e2} t b_{e2} / 2}{(b_{e2} + c_{\text{eff}}) t} = 63 - \frac{31.1 \times 1.96 \times 31.1 / 2}{(31.1 + 24) \times 1.96} = 54.22 \text{ мм}$ <p>$b_2 = b_1 = 54.22 \text{ мм}$ (для сечения с равными полками)</p> $k_f = \frac{A_{s2}}{A_{s1}} = \frac{108}{108} = 1.0 \text{ для элемента при осевом сжатии}$ <p>$K = 0,421 \text{ (Н/мм)/мм}$</p> $I_s = \frac{b_{e2}^3 t^3}{12} + \frac{c_{\text{eff}}^3 t}{12} + b_{e2} t \left[\frac{c_{\text{eff}}^2}{2(b_{e2} + c_{\text{eff}})} \right]^2 + c_{\text{eff}} t \left[\frac{c_{\text{eff}}}{2} - \left[\frac{c_{\text{eff}}^2}{2(b_{e2} + c_{\text{eff}})} \right] \right]^2 = 6101 \text{ мм}^4$													
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Изм.</th> <th>К-во.</th> <th>Лист</th> <th>№ док</th> <th>Подпись</th> <th>Дата</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата							<p>Геометрические характеристики эффективного сечения С-образного профиля с отгибами полок при сжатии</p>	<p>Лист 2 из 4</p>
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата									

<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.1(7)</p>	<p>Поскольку сечение имеет равные полки, жесткость пружины K и момент инерции сечения I_s применимы к обоим крайним элементам жесткости. Если бы сечение было ассиметричным, возникла бы необходимость повторить процесс, продемонстрированный выше, для верхнего и нижнего крайних элементов жесткости.</p> $\sigma_{cr,s} = \frac{2 \times \sqrt{0.421 \times 210000 \times 6101}}{108.0} = 430.1 \text{ Н/мм}^2$ $\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_y / \sigma_{cr,s}} = \sqrt{350 / 430} = 0.902$ <p>поскольку $0.65 < \bar{\lambda}_d < 1.38$, $\chi_d = 1.47 - 0.723 \bar{\lambda}_d$</p> $\chi_d = 1.47 - 0.723 \times 0.902 = 0.818$ <p>Шаг 3</p> <p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 позволяет произвести дополнительную итерацию с целью уточнения значения χ_d. Такая итерация не производилась для данного примера, поэтому используются первоначальные значения.</p>
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(12)</p>	<p>$t_{red} = t \chi_d = 1.96 \times 0.818 = 1.60 \text{ мм}$</p> <p>Характеристики эффективного сечения стенки</p> <p>При равномерном сжатии соотношение напряжений $\psi = 1$ и коэффициент потери устойчивости $k_\sigma = 4$ (для внутреннего сжатого элемента).</p> $\bar{\lambda}_{p,h} = \frac{h_p / t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{198 / 1.96}{28.4 \times \sqrt{235 / 350} \times \sqrt{4}} = 2.172$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,h} - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,h}^2} = \frac{2.171 - 0.055 \times (3 + 1)}{2.171^2} = 0.414$ $h_{eff} = \rho h_p = 0.414 \times 198 = 82.0 \text{ мм}$ $h_{e1} = h_{e2} = 0.5 h_{eff} = 0.5 \times 82.0 = 41.0 \text{ мм}$
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4</p>	<p>Геометрические характеристики всего эффективного поперечного сечения</p> <p>Теоретическое эффективное сечение представлено на рисунке ниже. Характеристики всего эффективного сечения рассчитаны с использованием этой теоретической геометрии.</p> 

	Геометрические характеристики эффективного сечения С-образного профиля с отгибами полок при сжатии	Лист
Изм. К-во. Лист № док. Подпись Дата		3 из 4

$$A_{\text{eff}} = t[2b_{e1} + h_{e1} + h_{e2} + 2(b_{e2} + c_{\text{eff}})\chi_d]$$

$$A_{\text{eff}} = 1.96 [2 \times 31.1 + 41.0 + 41.0 + 2(31.1 + 24.0)0.816]$$

$$A_{\text{eff}} = 459.0 \text{ мм}^2$$

Поскольку сечение симметрично и подвержено чистому осевому сжатию, положение главной центральной оси у-у остается неизменным и соответствует поперечному сечению брутто, т. е. 99.0 мм от обеих полок.

Другие геометрические характеристики эффективного сечения, подверженного осевой нагрузке, приводятся ниже без подробных расчетов.

Сведенные геометрические характеристики эффективного сечения без учета закруглений

Эффективная площадь	$A_{\text{eff}} = 459.0 \text{ мм}^2$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до полки	$z_{gc} = 99.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до стенки	$y_{gc} = 25.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до отгибов	$y_{lip} = 38.0 \text{ мм}$
Момент инерции эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_y = 3780000 \text{ мм}^4$
Момент инерции эффективного сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_z = 311800 \text{ мм}^4$

Геометрические характеристики эффективного сечения с учетом закруглений

Для такого сечения должно учитываться влияние закругленных углов. Для таких характеристик, как положение главных осей, значения для сечения с закругленными углами берутся равными тем, что были рассчитаны для сечения без учета закруглений.

Расчет характеристик сечения, уменьшенных с учетом закругленных углов, выполняется следующим образом:

$$A_{\text{eff}} = A_{\text{eff,shap}}(1 - \delta) = 459.0(1 - 0.014) = 452.6 \text{ мм}^2$$

$$I_y = I_{y,\text{shap}}(1 - 2\delta) = 3780000(1 - 2 \times 0.014) = 3675000 \text{ мм}^4$$

$$I_z = I_{z,\text{shap}}(1 - 2\delta) = 311800(1 - 2 \times 0.014) = 303100 \text{ мм}^4$$

Сведенные геометрические характеристики эффективного сечения с учетом закруглений

Эффективная площадь	$A_{\text{eff}} = 452.6 \text{ мм}^2$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до полки	$z_{gc} = 99.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до стенки	$y_{gc} = 25.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до отгибов	$y_{lip} = 38.0 \text{ мм}$
Момент инерции эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_y = 3675000 \text{ мм}^4$
Момент инерции эффективного сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_z = 303100 \text{ мм}^4$

						Геометрические характеристики эффективного сечения С-образного профиля с отгибами полок при сжатии	Лист 4 из 4
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		

10.3 Геометрические характеристики эффективного сечения для С-образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости

Численный пример демонстрирует расчет геометрических характеристик эффективного сечения для холодноформованного С-образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости.

Данный пример аналогичен Примеру 2 за исключением того, что он рассматривает другой характер работы элемента, а именно изгиб. В соответствии с теорией расчета тонкостенных элементов, изгибу будет соответствовать иной вид эффективного сечения, а следовательно, и его характеристики. В соответствии с Примером 1 и по аналогии с Примером 2 учтено влияние закругленных углов.

Размеры сечения и характеристики материалов

- Высота сечения $h = 200$ мм
- Ширина полки $b_1 = b_2 = 65$ мм
- Высота отгиба полки $c = 25$ мм
- Радиус закругления $r = 3$ мм
- Номинальная толщина $t_{nom} = 2$ мм
- Толщина стали $t = 1.96$ мм
- Расчетный предел текучести $f_y = 350$ Н/мм²
- Модуль упругости стали $E = 210000$ Н/мм²
- Коэффициент Пуассона $\nu = 0.3$
- $h_p = h - t_{nom} = 200 - 2 = 198$ мм
- $b_{p1} = b_{p2} = b_1 - t_{nom} = 65 - 2 = 63$ мм
- $c_p = c - t_{nom}/2 = 25 - 2/2 = 24$ мм

Геометрические характеристики эффективного сечения без учета закруглений

Эффективное поперечное сечение С-образного профиля с отгибами полок при изгибе показано на рисунке ниже. Следует обратить внимание на исключаемые участки полки и стенки, а также уменьшенную толщину t_{ch} элемента жесткости и прилегающего участка полки.

Алгоритм предполагает вначале расчет отдельно полки и стенки сечения, после чего может быть произведен расчет для всего сечения.



ДСТУ-Н Б ЕН
1993-1-3
5.5

						Пример №3			
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Геометрические характеристики эффективного сечения для С-образного профиля с отгибами полок при изгибе	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Э. Вэй				06.14			1	4
Разработал	М. Хейвуд				06.14				
Проверил	Н.А. Беляев				06.14				
Проверил	С.И. Бильк				07.14				
Проверил	А.С. Бильк				07.14				

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2	Определение эффективного сечения сжатой полки и ее отгиба							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.2	Шаг 1 Эффективная ширина сжатой полки							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4	Для соотношения напряжений $\psi = 1$ (равномерное сжатие), $k_\sigma = 4$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4	$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ $\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{b_{p1}/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{63/1.96}{28.4 \times \sqrt{235/350} \times \sqrt{4}} = 0.691$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2} = \frac{0.691 - 0.055 \times (3 + 1)}{0.691^2} = 0.986 \leq 1.0$ $b_{eff} = \rho b_{p1} = 0.986 \times 63 = 62.1 \text{ мм}$ $b_{e1} = b_{e2} = 0.5 b_{eff} = 0.5 \times 62.1 = 31.1 \text{ мм}$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(5a)	Эффективная ширина краевого элемента жесткости (отгиба) Коэффициент потери устойчивости определяется следующим образом: $b_{p,c}/b_{p1} = 24/63 = 0.38$ следовательно, $k_\sigma = 0.5 + 0.83 \sqrt[3]{(0.38 - 0.35)^2} = 0.582$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4	$\bar{\lambda}_{p,c} = \frac{c_p/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{24/1.96}{28.4 \times \sqrt{235/350} \times \sqrt{0.58}} = 0.690$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4	$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0.188}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} = \frac{0.690 - 0.188}{0.690^2} = 1.05,$ но $\rho \leq 1$ следовательно, $\rho = 1$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(5a) 5.5.3.2(6)	Эффективная ширина определяется следующим образом: $c_{eff} = \rho c_p = 1 \times 24 = 24 \text{ мм}$ Эффективная площадь краевого элемента жесткости составляет: $A_s = t(b_{e2} + c_{eff}) = 1.96 \times (31.1 + 24) = 108 \text{ мм}^2$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(7)	Шаг 2 Критическое напряжение при потере устойчивости для краевого элемента жесткости определяется по формуле:							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.1(5)	$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K E I_s}}{A_s}$ $K = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_p + b_1^3 + 0.5 b_1 b_2 h_p k_f}$ $b_1 = b_{p1} - \frac{b_{e2} t b_{e2}/2}{(b_{e2} + c_{eff})t} = 63 - \frac{31.1 \times 1.96 \times 31.1/2}{(31.1 + 24) \times 1.96} = 54.22 \text{ мм}$ $k_f = 0 \text{ (для изгиба относительно главной оси } y-y)$ $K = 0,586 \text{ (Н/мм)/мм}$ $I_s = \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{c_{eff}^3 t}{12} + b_{e2} t \left[\frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})} \right]^2 + c_{eff} t \left[\frac{c_{eff}}{2} - \frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})} \right]^2 = 6101 \text{ мм}^4$ $\sigma_{cr,s} = \frac{2 \times \sqrt{0.586 \times 210000 \times 6101}}{108} = 507.4 \text{ Н/мм}^2$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(7)								
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Геометрические характеристики эффективного сечения для С-образного профиля с отгибами полок при изгибе	Лист 2 из 4
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата			

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.1(7)	$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_y / \sigma_{cr,s}} = \sqrt{350 / 507.4} = 0.831$ <p>поскольку $0.65 < \bar{\lambda}_d < 1.38$, $\chi_d = 1.47 - 0.723 \bar{\lambda}_d$</p> $\chi_d = 1.47 - 0.723 \times 0.831 = 0.869$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(12)	<p>Шаг 3</p> <p>Дополнительная итерация в данном примере не производилась, поэтому используется первоначальное значение χ_d. Уменьшенная толщина элемента жесткости</p> $t_{red} = t \chi_d = 1.96 \times 0.870 = 1.70 \text{ мм}$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4	<p>Определение эффективного сечения стенки</p> <p>Размер сжатой зоны с учетом эффективного сечения полки:</p> $h_c = \frac{c_p(h_p - c_p/2) + b_{p2}h_p + h_p^2/2 + c_{eff}^2 \chi_d/2}{c_p + b_{p2} + h_p + b_{e1} + (b_{e2} + c_{eff})\chi_d}; \quad h_c = 101.1 \text{ мм}$ <p>Соотношение напряжений определяется следующим образом:</p> $\psi = \frac{h_c - h_p}{h_c} = \frac{101.1 - 198}{101.1} = -0.958$ <p>В соответствии с Таблицей 3.1 коэффициент потери устойчивости для участков определяется следующим образом:</p> $k_{\sigma} = 7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2; \quad k_{\sigma} = 22.81$ $\bar{\lambda}_{p,h} = \frac{h_p/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{198/1.96}{28.4 \times \sqrt{235/350} \times \sqrt{22.81}} = 0.909$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,h} - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,h}^2} = \frac{0.909 - 0.055 \times (3 - 0.958)}{0.909^2} = 0.964$ $h_{eff} = \rho h_c = 0.965 \times 101.1 = 97.5 \text{ мм}$ $h_{e1} = 0.4h_{eff} = 0.4 \times 97.5 = 39.0 \text{ мм}$ $h_{e2} = 0.6h_{eff} = 0.6 \times 97.5 = 58.5 \text{ мм}$ <p>Эффективная ширина стенки разделяется на два участка следующим образом:</p> $h_1 = h_{e1} = 39.0 \text{ мм}$ $h_2 = h_p - (h_c - h_{e2}) = 198 - (101.1 - 58.5) = 155.4 \text{ мм}$ <p>Геометрические характеристики всего эффективного поперечного сечения без учета закруглений</p> $A_{eff} = t[c_p + b_{p2} + h_1 + h_2 + b_{e1} + (b_{e2} + c_{eff})\chi_d]$ $A_{eff} = 1.96 \times [24 + 63 + 39 + 155.4 + 31.08 + (31.08 + 24) \times 0.870]$ $A_{eff} = 706.3 \text{ мм}^2$ <p>Положение нейтральной оси относительно сжатой полки определяется следующим образом:</p> $z_c = \frac{t[c_p(h_p - c_p/2) + b_{p2}h_p + h_2(h_p - h_2/2) + h_1^2/2 + c_{eff}^2 \chi_d/2]}{A_{eff}} = 101.7 \text{ мм}$ <p>Положение нейтральной оси относительно сжатой полки определяется следующим образом:</p> $z_t = h_p - z_c = 198 - 101.7 = 96.3 \text{ мм}$							
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Геометрические характеристики эффективного сечения для С-образного профиля с отгибами полок при изгибе	Лист 3 из 4
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата			

$$I_{\text{eff},y} = \frac{h_1^3 t}{12} + \frac{h_2^3 t}{12} + \frac{b_{p2} t^3}{12} + \frac{c_p^3 t}{12} + \frac{b_{e1} t^3}{12} + \frac{b_{e2} (\chi_d t)^3}{12} + \frac{c_{\text{eff}}^3 (\chi_d t)}{12} +$$

$$+ c_p t (z_t - c_p / 2)^2 + b_{p2} t z_t^2 + h_2 t (z_t - h_2 / 2)^2 + h_1 t (z_c - h_1 / 2)^2 +$$

$$+ b_{e1} t z_c^2 + b_{e2} (\chi_d t) z_c^2 + c_{\text{eff}} (\chi_d t) (z_c - c_{\text{eff}} / 2)^2$$

$$I_{\text{eff},y} = 4235000 \text{ мм}^4$$

$$W_{\text{eff},y,c} = \frac{I_{\text{eff},y}}{z_c} = \frac{4235000}{101.7} = 41640 \text{ мм}^3$$

$$W_{\text{eff},y,t} = \frac{I_{\text{eff},y}}{z_t} = \frac{4235000}{96.3} = 43980 \text{ мм}^3$$

Сведенные геометрические характеристики эффективного сечения без учета закруглений:

Эффективная площадь	$A_{\text{eff}} = 706.3 \text{ мм}^2$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до сжатой полки	$z_c = 101.7 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до растянутой полки	$z_t = 96.3 \text{ мм}$
Момент инерции сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_{\text{eff},y} = 4235000 \text{ мм}^4$
Момент сопротивления сечения относительно оси наибольшей жесткости для сжатой полки	$W_{\text{eff},y,c} = 41640 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления сечения относительно оси наибольшей жесткости для растянутой полки	$W_{\text{eff},y,t} = 43980 \text{ мм}^3$

Геометрические характеристики эффективного поперечного сечения с учетом закруглений

В соответствии с Примером 1 для данного сечения необходимо учитывать влияние закругленных углов на геометрические характеристики. Для таких характеристик, как положение главных осей, значения для сечения с закругленными углами берутся равными тем, что были рассчитаны для сечения без учета закруглений.

Влияние закругленных углов учитывается следующим образом:

$$A_{\text{eff}} = A_{\text{eff,shap}} (1 - \delta) = 706.3 (1 - 0.014) = 696.4 \text{ мм}^2$$

$$I_y = I_{y,\text{shap}} (1 - 2\delta) = 4235000 (1 - 2 \times 0.014) = 4116000 \text{ мм}^4$$

$$W_{\text{eff},y,c} = \frac{I_{\text{eff},y}}{z_c} = \frac{4116000}{101.7} = 40480 \text{ мм}^3$$

$$W_{\text{eff},y,t} = \frac{I_{\text{eff},y}}{z_t} = \frac{4116000}{96.3} = 42740 \text{ мм}^3$$

Сведенные геометрические характеристики эффективного сечения с учетом закруглений

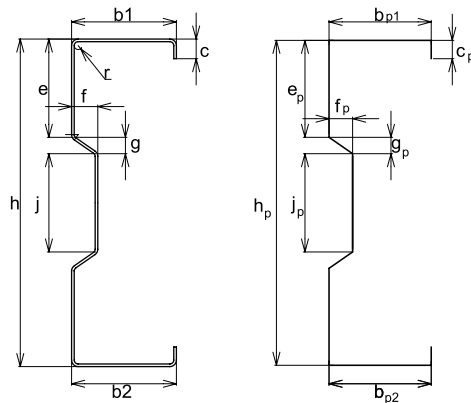
Эффективная площадь	$A_{\text{eff}} = 696.4 \text{ мм}^2$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до сжатой полки	$z_c = 101.7 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до растянутой полки	$z_t = 96.3 \text{ мм}$
Момент инерции сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_{\text{eff},y} = 4116000 \text{ мм}^4$
Момент сопротивления сечения относительно оси наибольшей жесткости для сжатой полки	$W_{\text{eff},y,c} = 40480 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления сечения относительно оси наибольшей жесткости для растянутой полки	$W_{\text{eff},y,t} = 42740 \text{ мм}^3$

						Геометрические характеристики эффективного сечения для С-образного профиля с отгибами полок при изгибе	Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		4 из 4

10.4 Геометрические характеристики эффективного сечения для Σ -образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости

Данный численный пример рассматривает расчет геометрических характеристик эффективного поперечного сечения Σ (Сигма)-образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости.

Поскольку в Примере 1 уже были рассмотрены алгоритмы определения геометрических характеристик сечения брутто, то в данном примере механические расчеты геометрических характеристик, как сечения брутто, так и эффективного сечения, были опущены, и основной фокус сделан на определении эффективной геометрии сечения и учете понижающих эффектов. Характеристики сечений первоначально рассчитываются на основе геометрии без учета закруглений. Влияние закругленных углов учитывается в расчете путем введения понижающих коэффициентов к характеристикам сечения без учета закруглений.



Размеры профиля

Высота сечения	$h = 250$ мм
Ширина полки	$b_1 = b_2 = 80$ мм
Высота отгиба полки	$c = 20$ мм
Радиус закругления	$r = 3$ мм
Расстояние от полки до начала ребра стенки	$e = 75$ мм
Высота наклонного участка ребра стенки	$g = 12.5$ мм
Ширина наклонного участка ребра стенки	$f = 20$ мм
Высота плоского участка ребра стенки	$j = 75$ мм
Номинальная толщина	$t_{nom} = 2$ мм
Толщина стали	$t = 1.96$ мм

Размеры по срединным линиям

Высота стенки	$h_p = h - t_{nom} = 250 - 2 = 248$ мм
Ширина полки	$b_{p1} = b_{p2} = b_1 - t_{nom} = 80 - 2 = 78$ мм
Высота отгиба полки	$c_p = c - t_{nom} / 2 = 20 - 2 / 2 = 19$ мм
Расстояние от полки до начала ребра стенки	$e_p = e - t_{nom} / 2 = 75 - 2 / 2 = 74$ мм
Высота наклонного участка ребра стенки	$g_p = g = 12.5$ мм

Пример №4						Стадия	Лист	Листов
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		1	6
		Разработал	Н.А. Беляев		06.14	Геометрические характеристики эффективного сечения для Σ -образного профиля с отгибами полок при изгибе		
		Проверил	С.И. Билык		07.14			
		Проверил	А.С. Билык		07.14			

	Ширина наклонного участка ребра стенки	$f_p = f - t_{\text{ном}} = 20 - 2 = 18 \text{ мм}$					
	Высота плоского участка ребра стенки	$j_p = j = 75 \text{ мм}$					
	Радиус закругления	$r_m = r + t/2 = 3 + 1.96/2 = 3.98 \text{ мм}$					
	Углы полки	$g_{r1} = r_m (\tan \phi/2 - \sin \phi/2) = 3.98 (\tan 45^\circ - \sin 45^\circ) = 1.17 \text{ мм}$					
	Углы элемента жесткости стенки	$g_{r2} = 3.98 (\tan 27,5^\circ - \sin 27,5^\circ) = 0.23 \text{ мм}$					
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1	Размеры плоских участков						
	Полка	$b_{p,b} = b_p - 2g_{r1} = 78 - 2 \times 1.17 = 75.66 \text{ мм}$					
	Отгиб полки	$b_{p,c} = c_p - g_{r1} = 19 - 1.17 = 17.83 \text{ мм}$					
	Расстояние от полки до начала ребра стенки	$b_{p,e} = e_p - g_{r1} - g_{r2} = 74 - 1.17 - 0.23 = 72.60 \text{ мм}$					
	Плоский участок ребра стенки	$b_{p,j} = j_p - 2g_{r2} = 75 - 2 \times 0.23 = 74.54 \text{ мм}$					
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.2	Проверка геометрических параметров						
	$b/t = 80/1.96 = 40,82$	< 60	Условие выполняется				
	$c/t = 20/1.96 = 10,20$	< 50	Условие выполняется				
	$h/t = 250/1.96 = 127,55$	< 500	Условие выполняется				
	Проверка размеров элемента жесткости						
	$c/b_l = 20/80 = 0,25$	$0,2 < 0,25 < 0,6$	Условие выполняется				
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(3)	Проверка возможности пренебрежения закруглениями углов						
	$r/t = 3/1.96 = 1,53$	< 5	Условие выполняется				
	$r/b_{p,b} = 3/75,66 = 0,04$	$< 0,10$	Условие выполняется				
	$r/b_{p,c} = 3/17,83 = 0,17$	$> 0,10$	Условие НЕ выполняется				
	$r/b_{p,e} = 3/72,60 = 0,04$	$< 0,10$	Условие выполняется				
	$r/b_{p,j} = 3/74,54 = 0,04$	$< 0,10$	Условие выполняется				
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(4)	Следовательно, влияние закругленных углов следует принять во внимание при расчете характеристик сечения.						
	$\delta = 0.43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\phi_j}{90}}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}} = 0.43 \frac{4 \times 3 \times \frac{90}{90} + 4 \times 3 \times \frac{55}{90}}{2 \times 75.66 + 2 \times 17.83 + 2 \times 72.60 + 74.54} = 0.020$						
	Геометрические характеристики сечения брутто без учета закруглений определяем с применением специального программного обеспечения:						
	Площадь сечения	$A_{gr} = 903.2 \text{ мм}^2$					
	Расстояние от центра тяжести до полки	$z_{gc} = 124.0 \text{ мм}$					
	Расстояние от центра тяжести до стенки	$y_{gc} = 23.4 \text{ мм}$					
	Расстояние от центра тяжести до отгибов	$y_{lip} = 54.6 \text{ мм}$					
	Момент инерции сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_y = 8242620 \text{ мм}^4$					
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Геометрические характеристики эффективного сечения для Σ -образного профиля с отгибами полок при изгибе	Лист 2 из 6

Момент инерции сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_z = 634890 \text{ мм}^4$
Радиус инерции относительно оси наибольшей жесткости	$i_y = 95.5 \text{ мм}$
Радиус инерции относительно оси наименьшей жесткости	$i_z = 26.5 \text{ мм}$
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наибольшей жесткости	$W_y = 65951 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наименьшей жесткости	$W_z = 11427 \text{ мм}^3$
Расстояние от центра изгиба до полки	$z_{sc} = 124.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра изгиба до стенки	$y_{sc} = -18.63 \text{ мм}$
Расстояние от центра изгиба до центра тяжести	$y_0 = 42.03 \text{ мм}$
Секториальный момент инерции сечения	$I_w = 9.463 \times 10^9 \text{ мм}^6$
Момент инерции при свободном кручении	$I_t = 1160.0 \text{ мм}^4$

Геометрические характеристики сечения брутто с учетом закруглений

Такие характеристики, как положение главных осей и центра изгиба, для сечения с закругленными углами берутся равными тем, что были рассчитаны для сечения без учета закруглений.

$$A_g = A_{g,sharp} (1 - \delta) = 903.2(1 - 0.02) = 885.14 \text{ мм}^2$$

$$I_y = I_{y,sharp} (1 - 2\delta) = 8242620(1 - 2 \times 0.02) = 7912915 \text{ мм}^4$$

$$I_z = I_{z,sharp} (1 - 2\delta) = 634890(1 - 2 \times 0.02) = 609494 \text{ мм}^4$$

$$i_y = (I_y / A_g)^{0.5} = (7912915 / 885.14)^{0.5} = 94.55 \text{ мм}$$

$$i_z = (I_z / A_g)^{0.5} = (609494 / 885.14)^{0.5} = 26.24 \text{ мм}$$

$$W_y = I_y / z_{gc} = 7912915 / 124.0 = 63814 \text{ мм}^3$$

$$W_z = I_z / y_{lip} = 609494 / 54.6 = 11163 \text{ мм}^3$$

$$I_w = I_{w,sharp} (1 - 4\delta) = 9.463 \times 10^9 (1 - 4 \times 0.02) = 8.706 \times 10^9 \text{ мм}^6$$

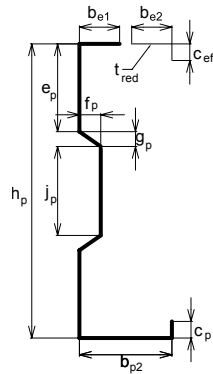
Сведенные геометрические характеристики сечения с учетом закруглений:

Площадь сечения	$A_{gr} = 885.14 \text{ мм}^2$
Расстояние от центра тяжести до полки	$z_{gc} = 124.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести до стенки	$y_{gc} = 23.4 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести до отгибов	$y_{lip} = 54.6 \text{ мм}$
Момент инерции сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_y = 7912915 \text{ мм}^4$
Момент инерции сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_z = 609494 \text{ мм}^4$
Радиус инерции относительно оси наибольшей жесткости	$i_y = 94.55 \text{ мм}$
Радиус инерции относительно оси наименьшей жесткости	$i_z = 26.24 \text{ мм}$
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наибольшей жесткости	$W_y = 63814 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наименьшей жесткости	$W_z = 11163 \text{ мм}^3$
Расстояние от центра изгиба до полки	$z_{sc} = 124.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра изгиба до стенки	$y_{sc} = -18.63 \text{ мм}$
Расстояние от центра изгиба до центра тяжести	$y_0 = 42.03 \text{ мм}$

					Геометрические характеристики эффективного сечения для Σ -образного профиля с отгибами полок при изгибе	Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	3 из 6

						Секториальный момент инерции сечения $I_w = 8.706 \times 10^9 \text{ мм}^4$
						Момент инерции при свободном кручении $I_t = 933.6 \text{ мм}^4$
						Допускается определять геометрические характеристики сечения сразу с учетом закруглений, с применением специализированных расчетных компьютерных программ. Для этого закругления должны быть введены в соответствующую расчетную модель.
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2						Характеристики эффективного сечения сжатой полки и отгиба полки
						Шаг 1
						Эффективная ширина сжатой полки
						Для коэффициента напряжения $\psi = 1$ (равномерное сжатие), $k_\sigma = 4$
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.2						$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4						$\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{b_{p1}/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{78/1.96}{28.4 \times \sqrt{235/350} \times \sqrt{4}} = 0.855$
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4						$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2} = \frac{0.855 - 0.055 \times (3 + 1)}{0.855^2} = 0.869 \leq 1.0$
						$b_{\text{eff}} = \rho b_{p1} = 0.869 \times 78 = 67.8 \text{ мм}$
						$b_{e1} = b_{e2} = 0.5 b_{\text{eff}} = 0.5 \times 67.8 = 33.9 \text{ мм}$
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(5a)						Эффективная ширина краевого элемента жесткости
						Коэффициент потери устойчивости определяется следующим образом:
						$b_{p,c} / b_{p1} = 19 / 78 = 0.24$ следовательно, $k_\sigma = 0.5$
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4						$\bar{\lambda}_{p,c} = \frac{c_p/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{19/1.96}{28.4 \times \sqrt{235/350} \times \sqrt{0.5}} = 0.589$
						$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0.188}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} = \frac{0.589 - 0.188}{0.589^2} = 1.16$
						но $\rho \leq 1$ следовательно, $\rho = 1$
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(5a) 5.5.3.2(6)						Эффективная ширина определяется следующим образом: $c_{\text{eff}} = \rho c_p = 1 \times 19 = 19 \text{ мм}$
						Эффективная площадь краевого элемента жесткости: $A_s = t(b_{e2} + c_{\text{eff}}) = 1.96 \times (33.9 + 19) = 103.7 \text{ мм}^2$
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(7)						Шаг 2
						Критическое напряжение при потере устойчивости для краевого элемента жесткости определяется по формуле:
						$\sigma_{\text{cr},s} = \frac{2\sqrt{K E I_s}}{A_s}$
						Принимаем жесткость условной пружины как для С-профиля
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.1(5)						$K = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_p + b_1^3 + 0.5 b_1 b_2 h_p k_f}$
						$b_1 = b_{p1} - \frac{b_{e2} t b_{e2} / 2}{(b_{e2} + c_{\text{eff}}) t} = 78 - \frac{33.9 \times 1.96 \times 33.9 / 2}{(33.9 + 19) \times 1.96} = 67.14 \text{ мм}$
						Геометрические характеристики эффективного сечения для Σ-образного профиля с отгибами полок при изгибе
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Лист 4 из 6

<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(7) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.1(7)</p>	<p>$k_f = 0$ (для изгиба относительно главной оси $y-y$)</p> <p>$K = 0,306 \text{ (Н/мм)/мм}$</p> $I_s = \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{c_{eff}^3 t}{12} + b_{e2} t \left[\frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})} \right]^2 + c_{eff} t \left[\frac{c_{eff}}{2} - \frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})} \right]^2 = 3295 \text{ мм}^4$ $\sigma_{cr,s} = \frac{2 \times \sqrt{0,306 \times 210000 \times 3295}}{103,7} = 280,6 \text{ Н/мм}^2$ $\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_y / \sigma_{cr,s}} = \sqrt{350 / 280,6} = 1,12$ <p>поскольку $0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38$, $\chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d$</p> $\chi_d = 1,47 - 0,723 \times 1,12 = 0,66$												
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(12)</p>	<p>Шаг 3</p> <p>Дополнительная итерация в данном примере не производилась, поэтому используется первоначальное значение χ_d. Уменьшенная толщина элемента жесткости:</p> $t_{red} = t \chi_d = 1,96 \times 0,66 = 1,29 \text{ мм}$												
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4</p>	<p>Характеристики эффективного сечения стенки</p> <p>Размер сжатой зоны с учетом эффективного сечения полки:</p> $h_c = \frac{c_p (h_p - c_p / 2) + b_{p2} h_p + e_p (h_p - e_p / 2) + \sqrt{f_p^2 + g_p^2} (h_p - e_p - g_p / 2) + j_p + b_{e1} + (b_{e2} + c_{eff}) \chi_d}{c_p + b_{p2} + 2e_p + 2\sqrt{f_p^2 + g_p^2} + j_p + b_{e1} + (b_{e2} + c_{eff}) \chi_d} + \frac{j_p h_p / 2 + \sqrt{f_p^2 + g_p^2} (e_p + g_p / 2) + e_p^2 / 2 + c_{eff}^2 \chi_d / 2}{c_p + b_{p2} + 2e_p + 2\sqrt{f_p^2 + g_p^2} + j_p + b_{e1} + (b_{e2} + c_{eff}) \chi_d}$ $h_c = 131,97 \text{ мм}$ <p>Коэффициент соотношения напряжения определяется следующим образом:</p> <p>– для плоского участка j</p> $\psi_j = \frac{h_c - h_p + e_p + g_p}{h_c - e_p - g_p} = \frac{131,97 - 248 + 74 + 12,5}{131,97 - 74 - 12,5} = -0,649$ <p>– для плоского участка e</p> $\psi_e = \frac{h_c - e_p}{h_c} = \frac{131,97 - 74}{131,97} = 0,439$												
	<p>В соответствии с Таблицей 3.1 коэффициент потери устойчивости для участков определяется следующим образом:</p> <p>– для плоского участка j</p> $k_{\sigma,j} = 7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2; \quad k_{\sigma,j} = 16,01$ $\bar{\lambda}_{p,j} = \frac{j_p / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{75 / 1,96}{28,4 \times \sqrt{235 / 350} \times \sqrt{16,01}} = 0,411$ <p>$\bar{\lambda}_p \leq 0,673$ следовательно, $\rho = 1,0$, и весь участок устойчив</p> <p>– для плоского участка e</p> $k_{\sigma,e} = 8,2 / (1,05 + \psi); \quad k_{\sigma,e} = 5,51$ $\bar{\lambda}_{p,e} = \frac{e_p / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{74 / 1,96}{28,4 \times \sqrt{235 / 350} \times \sqrt{5,51}} = 0,691$ $\rho_e = \frac{\bar{\lambda}_{p,e} - 0,055 (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,e}^2} = \frac{0,691 - 0,055 \times (3 + 0,439)}{0,691^2} = 1,051$ <p>но поскольку $\rho \geq 1$, принимаем $\rho = 1$, что означает, что весь участок устойчив. Поскольку оба прилегающих участка устойчивы, считаем стенку полностью устойчивой.</p>												
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата							<p>Геометрические характеристики эффективного сечения для Σ-образного профиля с отгибами полок при изгибе</p> <p>Лист 5 из 6</p>
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата								



Геометрические характеристики эффективного сечения без учета закруглений посчитаны ниже с применением специального программного обеспечения:

Эффективная площадь	$A_{eff} = 847.8 \text{ мм}^2$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до полки	$z_{gc} = 116.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до стенки	$y_{gc} = 21.2 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до отгибов	$y_{lip} = 56.8 \text{ мм}$
Момент инерции эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_y = 7364900 \text{ мм}^4$
Момент инерции эффективного сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_z = 553510 \text{ мм}^4$
Момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости для сжатой полки	$W_{eff,y,c} = 55795 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости для растянутой полки	$W_{eff,y,t} = 63491 \text{ мм}^3$

Геометрические характеристики эффективного сечения с учетом закруглений

$$A_{eff} = A_{eff,sharp} (1 - \delta) = 847,8(1 - 0.02) = 830.8 \text{ мм}^2$$

$$I_y = I_{y,sharp} (1 - 2\delta) = 7364900 (1 - 2 \times 0.02) = 7070304 \text{ мм}^4$$

$$I_z = I_{z,sharp} (1 - 2\delta) = 553510 (1 - 2 \times 0.02) = 531370 \text{ мм}^4$$

$$W_{eff,y,c} = \frac{I_y}{z_c} = \frac{7070304}{132} = 53563 \text{ мм}^3$$

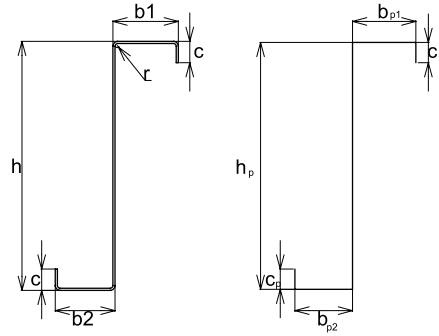
$$W_{eff,y,t} = \frac{I_y}{z_t} = \frac{7070304}{116} = 60951 \text{ мм}^3$$

Эффективная площадь	$A_{eff} = 830.8 \text{ мм}^2$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до полки	$z_{gc} = 116.0 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до стенки	$y_{gc} = 21.2 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до отгибов	$y_{lip} = 56.8 \text{ мм}$
Момент инерции эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_y = 7070304 \text{ мм}^4$
Момент инерции эффективного сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_z = 531370 \text{ мм}^4$
Момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости для сжатой полки	$W_{eff,y,c} = 53563 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости для растянутой полки	$W_{eff,y,t} = 60951 \text{ мм}^3$

						Геометрические характеристики эффективного сечения для Σ -образного профиля с отгибами полок при изгибе	Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		6 из 6

10.5 Геометрические характеристики эффективного сечения для Z-образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости

Представленный численный пример аналогичен предыдущему и рассматривает расчет геометрических характеристик эффективного поперечного для Z-образного профиля с отгибами полок при изгибе относительно оси наибольшей жесткости.



Размеры профиля

Высота сечения	$h = 350 \text{ мм}$
Ширина верхней полки	$b_1 = 90 \text{ мм}$
Ширина нижней полки	$b_2 = 82 \text{ мм}$
Высота отгиба полки	$c = 30 \text{ мм}$
Радиус закругления	$r = 3 \text{ мм}$
Номинальная толщина	$t_{nom} = 2 \text{ мм}$
Толщина стали	$t = 1.96 \text{ мм}$

Размеры по срединным линиям

Высота стенки	$h_p = h - t_{nom} = 350 - 2 = 348 \text{ мм}$
Ширина верхней полки	$b_{p1} = b_1 - t_{nom} = 90 - 2 = 88 \text{ мм}$
Ширина нижней полки	$b_{p2} = b_2 - t_{nom} = 82 - 2 = 80 \text{ мм}$
Высота отгиба полки	$c_p = c - t_{nom}/2 = 30 - 2/2 = 29 \text{ мм}$
Радиус закругления	$r_m = r + t/2 = 3 + 1.96/2 = 3.98 \text{ мм}$
Угол	$g_r = r_m (\tan \phi/2 - \sin \phi/2) = 3.98 (\tan 45^\circ - \sin 45^\circ) = 1.17 \text{ мм}$

Размеры плоских участков

Стенка	$b_{p,h} = h_p - 2g_r = 348 - 2 \times 1.17 = 345.66 \text{ мм}$
Верхняя полка	$b_{p,b1} = b_{p1} - 2g_r = 88 - 2 \times 1.17 = 85.66 \text{ мм}$
Нижняя полка	$b_{p,b2} = b_{p2} - 2g_r = 80 - 2 \times 1.17 = 77.66 \text{ мм}$
Отгиб полки	$b_{p,c} = c_p - g_r = 29 - 1.17 = 27.83 \text{ мм}$

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
5.1

Пример №5					
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата
Разработал		Н.А. Беляев			06.14
Проверил		С.И. Бильк			07.14
Проверил		А.С. Бильк			07.14
Геометрические характеристики эффективного сечения для Z-образного профиля с отгибами полок при изгибе					
Стадия		Лист	Листов		
		1	6		
 УКРАЇНСЬКИЙ ЦЕНТР СТАЛЬНОГО СТРОЇТЕЛЬСТВА www.uscc.com.ua					

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.2	Проверка геометрических параметров					
	$b_1/t = 90/1,96 = 45,91$	< 60	Условие выполняется			
	$b_2/t = 82/1,96 = 41,84$	< 60	Условие выполняется			
	$c/t = 30/1,96 = 15,31$	< 50	Условие выполняется			
	$h/t = 350/1,96 = 178,57$	< 500	Условие выполняется			
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(3)	Проверка размеров элемента жесткости					
	$c/b_1 = 30/90 = 0,33$	$0,2 < 0,33 < 0,6$	Условие выполняется			
	$c/b_2 = 30/82 = 0,37$	$0,2 < 0,37 < 0,6$	Условие выполняется			
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(3)	Проверка возможности пренебрежения закруглениями углов					
	$r/t = 3/1,96 = 1,53$	< 5	Условие выполняется			
	$r/b_{p,b1} = 3/85,66 = 0,04$	< 0,10	Условие выполняется			
	$r/b_{p,b2} = 3/77,66 = 0,04$	< 0,10	Условие выполняется			
	$r/b_{p,c} = 3/27,83 = 0,11$	> 0,10	Условие НЕ выполняется			
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(4)	Следовательно, влияние закругленных углов следует принять во внимание при расчете характеристик сечения.					
	$\delta = 0,43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\phi_j}{90}}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}} = 0,43 \frac{4 \times 3 \times \frac{90}{90}}{85,66 + 77,66 + 2 \times 27,83 + 345,66} = 0,01$					
	Геометрические характеристики сечения брутто без учета закруглений определяем с применением специального программного обеспечения. Характеристики жесткости определяем относительно главных центральных осей U и V					
	Площадь сечения	$A_{gr} = 1125,0 \text{ мм}^2$				
	Расстояние от центра тяжести до полки	$z_{gc} = 176,4 \text{ мм}$				
Расстояние от центра тяжести до стенки	$y_{gc} = 1,6 \text{ мм}$					
Угол поворота главных осей	$\alpha = -11,70^\circ$					
Момент инерции сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_U = 20560370 \text{ мм}^4$					
Момент инерции сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_V = 767110 \text{ мм}^4$					
Радиус инерции относительно оси наибольшей жесткости	$i_U = 135,2 \text{ мм}$					
Радиус инерции относительно оси наименьшей жесткости	$i_V = 26,1 \text{ мм}$					
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наибольшей жесткости	$W_U = 108064 \text{ мм}^3$					
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наименьшей жесткости	$W_V = 13535 \text{ мм}^3$					
Расстояние от центра изгиба до полки	$z_{sc} = 197,1 \text{ мм}$					
Геометрические характеристики эффективного сечения для Z-образного профиля с отгибами полок при изгибе				Лист		
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	2 из 6

Расстояние от центра изгиба до стенки	$y_{sc} = 2.4 \text{ мм}$
Расстояние от центра изгиба до центра тяжести	$y_0 = 0.8 \text{ мм}$
Секториальный момент инерции сечения	$I_w = 35.942 \times 10^9 \text{ мм}^6$
Момент инерции при свободном кручении	$I_t = 1440.0 \text{ мм}^4$
<p>Геометрические характеристики сечения брутто с учетом закруглений</p> <p>Такие характеристики, как положение главных осей и центра изгиба, для сечения с закругленными углами берутся равными тем, что были рассчитаны для сечения без учета закруглений.</p> $A_g = A_{g,\text{sharp}} (1 - \delta) = 1125.0(1 - 0.01) = 1113.8 \text{ мм}^2$ $I_U = I_{U,\text{sharp}} (1 - 2\delta) = 20560370 (1 - 2 \times 0.01) = 20149162 \text{ мм}^4$ $I_V = I_{V,\text{sharp}} (1 - 2\delta) = 767110 (1 - 2 \times 0.01) = 751768 \text{ мм}^4$ $i_U = (I_U / A_g)^{0.5} = (20149162 / 1113.8)^{0.5} = 134.5 \text{ мм}$ $i_V = (I_V / A_g)^{0.5} = (751768 / 1113.8)^{0.5} = 26.0 \text{ мм}$ $W_U = 105902 \text{ мм}^3$ $W_V = 13264 \text{ мм}^3$ $I_w = I_{w,\text{sharp}} (1 - 4\delta) = 35.942 \times 10^9 (1 - 4 \times 0.01) = 34.504 \times 10^9 \text{ мм}^6$	
<p>Сведенные геометрические характеристики сечения с учетом закруглений:</p>	
Площадь сечения	$A_{gr} = 1113.8 \text{ мм}^2$
Расстояние от центра тяжести до полки	$z_{gc} = 176.4 \text{ мм}$
Расстояние от центра тяжести до стенки	$y_{gc} = 1.6 \text{ мм}$
Угол поворота главных осей	$\alpha = -11.70^\circ$
Момент инерции сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_U = 20149162 \text{ мм}^4$
Момент инерции сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_V = 751768 \text{ мм}^4$
Радиус инерции относительно оси наибольшей жесткости	$i_U = 134.5 \text{ мм}$
Радиус инерции относительно оси наименьшей жесткости	$i_V = 26.0 \text{ мм}$
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наибольшей жесткости	$W_U = 105902 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления в упругой стадии относительно оси наименьшей жесткости	$W_V = 13264 \text{ мм}^3$
Расстояние от центра изгиба до полки	$z_{sc} = 197.1 \text{ мм}$
Расстояние от центра изгиба до стенки	$y_{sc} = 2.4 \text{ мм}$
Расстояние от центра изгиба до центра тяжести	$y_0 = 0.8 \text{ мм}$
Секториальный момент инерции сечения	$I_w = 35.504 \times 10^9 \text{ мм}^6$
Момент инерции при свободном кручении	$I_t = 1440.0 \text{ мм}^4$
<p>Допускается сразу определять геометрические характеристики сечения с учетом закруглений, с применением специализированных расчетных компьютерных программ. Для этого закругления должны быть введены в расчетную модель.</p>	

Геометрические характеристики эффективного сечения для Z-образного профиля с отгибами полок при изгибе						Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	3 из 6

Характеристики эффективного сечения сжатой полки и отгиба полки

Шаг 1

Эффективная ширина сжатой полки

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.2 и ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2 В запас принимаем допущение, что полка полностью равномерно сжата. Тогда для коэффициента напряжения $\psi = 1$ (равномерное сжатие), $k_\sigma = 4$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

$$\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{b_{p1}/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{88/1.96}{28.4 \times \sqrt{235/350} \times \sqrt{4}} = 0.965$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2} = \frac{0.965 - 0.055 \times (3 + 1)}{0.965^2} = 0.800 \leq 1.0$$

$$b_{\text{eff}} = \rho b_{p1} = 0.800 \times 88 = 70.4 \text{ мм}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.5 b_{\text{eff}} = 0.5 \times 70.4 = 35.2 \text{ мм}$$

Эффективная ширина краевого элемента жесткости

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(5а) и ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4 $b_{p,c}/b_{p1} = 29/88 = 0.33$ следовательно, $k_\sigma = 0.5$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0.188}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} = \frac{0.899 - 0.188}{0.899^2} = 0.880$$

$$\bar{\lambda}_{p,c} = \frac{c_p/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{29/1.96}{28.4 \times \sqrt{235/350} \times \sqrt{0.5}} = 0.899$$

$$c_{\text{eff}} = \rho c_p = 0.88 \times 29 = 25.5 \text{ мм}$$

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(5а) и 5.5.3.2(6) Эффективная площадь краевого элемента жесткости:

$$A_s = t(b_{e2} + c_{\text{eff}}) = 1.96 \times (35.2 + 25.5) = 119.0 \text{ мм}^2$$

Шаг 2

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(7) Критическое напряжение при потере устойчивости для краевого элемента жесткости определяется по формуле:

$$\sigma_{\text{cr},s} = \frac{2\sqrt{K E I_s}}{A_s}$$

Принимаем жесткость условной пружины как для С- и Z-профилей

$$K = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_p + b_1^3 + 0.5 b_1 b_2 h_p k_f}$$

$$b_1 = b_{p1} - \frac{b_{e2} t b_{e2}/2}{(b_{e2} + c_{\text{eff}}) t} = 88 - \frac{35.2 \times 1.96 \times 35.2/2}{(35.2 + 25.5) \times 1.96} = 77.79 \text{ мм}$$

$k_f = 0$ (при растянутой второй полке)

$$K = 0.169 \text{ (Н/мм)/мм}$$

$$I_s = \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{c_{\text{eff}}^3 t}{12} + b_{e2} t \left[\frac{c_{\text{eff}}^2}{2(b_{e2} + c_{\text{eff}})} \right]^2 + c_{\text{eff}} t \left[\frac{c_{\text{eff}}}{2} - \frac{c_{\text{eff}}^2}{2(b_{e2} + c_{\text{eff}})} \right]^2 = 7442 \text{ мм}^4$$

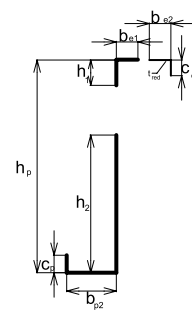
$$\sigma_{\text{cr},s} = \frac{2 \times \sqrt{0.169 \times 210000 \times 7442}}{119.0} = 273.1 \text{ Н/мм}^2$$

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_y/\sigma_{\text{cr},s}} = \sqrt{350/273.1} = 1.215$$

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.1(7) поскольку $0.65 < \bar{\lambda}_d < 1.38$, $\chi_d = 1.47 - 0.723 \bar{\lambda}_d$,

$$\chi_d = 1.47 - 0.723 \times 1.215 = 0.592$$

						Геометрические характеристики эффективного сечения для Z-образного профиля с отгибами полок при изгибе	Лист 4 из 6
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		

<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.5.3.2(12)</p>	<p>Шаг 3</p> <p>Дополнительная итерация в данном примере не производилась, поэтому используется первоначальное значение χ_{ed}. Уменьшенная толщина элемента жесткости:</p> $t_{red} = t\chi_{ed} = 1.96 \times 0.592 = 1.16 \text{ мм}$ <p>Характеристики эффективного сечения стенки</p> <p>Благодаря близости центра масс к стенке для сечения с редуцированной полкой допускаем, что в новой координате $z_{gc} = 162.6$ мм напряжения в стенке при изгибе равны нулю. Из условия линейности распределения напряжений при изгибе в упругой стадии определяем соотношение напряжений в стенке.</p> <p>Высота сжатой зоны стенки:</p> $h_c = h_p - z_{gc} = 348 - 162.6 = 185.4 \text{ мм}$ $\psi = \frac{h_c - h_p}{h_c} = \frac{185.4 - 348}{185.4} = -0.877$							
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 4.4</p>	<p>В соответствии с Таблицей 3.1 коэффициент потери устойчивости для участков определяется следующим образом:</p> <p>– для плоского участка j</p> $k_{\sigma} = 7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2; \quad k_{\sigma} = 20.84$ $\bar{\lambda}_{p,h} = \frac{h_p/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{348/1.96}{28.4 \times \sqrt{235/350} \times \sqrt{20.84}} = 1.671$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,h} - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,h}^2} = \frac{1.671 - 0.055 \times (3 - 0.877)}{1.671^2} = 0.557$ $h_{eff} = \rho h_c = 0.557 \times 185.4 = 103.3 \text{ мм}$ $h_{e1} = 0.4 h_{eff} = 0.4 \times 103.3 = 41.3 \text{ мм}$ $h_{e2} = 0.6 h_{eff} = 0.6 \times 103.3 = 62.0 \text{ мм}$ <p>Эффективная ширина стенки разделяется на два участка следующим образом:</p> $h_1 = h_{e1} = 41.3 \text{ мм}$ $h_2 = h_p - (h_c - h_{e2}) = 348 - (185.4 - 62.0) = 224.6 \text{ мм}$  <p>Геометрические характеристики эффективного сечения без учета закруглений считаем с применением специального программного обеспечения:</p> <p>Эффективная площадь $A_{eff} = 878.3 \text{ мм}^2$</p> <p>Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до полки $z_{gc} = 143.7 \text{ мм}$</p>							
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	<p>Геометрические характеристики эффективного сечения для Z-образного профиля с отгибами полок при изгибе</p>	<p>Лист 5 из 6</p>
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата			

	Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до стенки	$y_{gc} = -4.3 \text{ мм}$				
	Угол поворота главных осей	$\alpha = -11.32^\circ$				
	Момент инерции эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_U = 15592880 \text{ мм}^4$				
	Момент инерции эффективного сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_V = 600090 \text{ мм}^4$				
	Максимальный момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости	$W_{eff,U,max} = 99498 \text{ мм}^3$				
	Минимальный момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости	$W_{eff,U,min} = 71193 \text{ мм}^3$				
	Максимальный момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наименьшей жесткости	$W_{eff,V,max} = 11391 \text{ мм}^3$				
	Минимальный момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наименьшей жесткости	$W_{eff,V,min} = 10593 \text{ мм}^3$				
	<u>Геометрические характеристики эффективного сечения с учетом закруглений</u>					
	$A_{eff} = A_{eff,sharp} (1 - \delta) = 878,3(1 - 0.01) = 869,5 \text{ мм}^2$					
	$I_U = I_{U,sharp} (1 - 2\delta) = 15592880(1 - 2 \times 0.01) = 15281022 \text{ мм}^4$					
	$I_V = I_{V,sharp} (1 - 2\delta) = 600090(1 - 2 \times 0.01) = 588088 \text{ мм}^4$					
	Эффективная площадь	$A_{eff} = 869,5 \text{ мм}^2$				
	Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до полки	$z_{gc} = 143,7 \text{ мм}$				
	Расстояние от центра тяжести эффективного сечения до стенки	$y_{gc} = -4,3 \text{ мм}$				
	Угол поворота главных осей	$\alpha = -11,32^\circ$				
	Момент инерции эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости	$I_U = 15281022 \text{ мм}^4$				
	Момент инерции эффективного сечения относительно оси наименьшей жесткости	$I_V = 588088 \text{ мм}^4$				
	Максимальный момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости	$W_{eff,U,max} = 97508 \text{ мм}^3$				
	Минимальный момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости	$W_{eff,U,min} = 69769 \text{ мм}^3$				
	Максимальный момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наименьшей жесткости	$W_{eff,V,max} = 11163 \text{ мм}^3$				
	Минимальный момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наименьшей жесткости	$W_{eff,V,min} = 10381 \text{ мм}^3$				
	Геометрические характеристики эффективного сечения для Z-образного профиля с отгибами полок при изгибе					
		Лист				
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	6 из 6

10.6 РАСЧЕТ СТОЙКИ КАРКАСА СТЕНОВОЙ ПАНЕЛИ ИЗ С-ПРОФИЛЯ

В данном численном примере представлены расчеты стойки стены каркасного здания из легких стальных тонкостенных конструкций. Расчет включает проверки по двум предельным состояниям: по несущей способности и эксплуатационной пригодности.

Элементы стены

Рассматриваемая стойка расположена во внешней несущей конструкции. Следовательно, на нее воздействуют ветровые и гравитационные нагрузки. Стойка имеет раскрепление в поперечном направлении посередине высоты в створе каркаса стены.

Размеры

Высота стойки $L = 2700$ мм

Шаг стоек $s = 600$ мм

Нагрузки

Расчетное значение продольного усилия $N_{Ed} = 4.5$ кН

Характеристическая ветровая нагрузка $q_k = 1.2$ кН/м²

Максимальный расчетный момент, вызываемый ветром $M_{y,Ed} = 0.98$ кНм

Размеры профиля и свойства материала

Стойка стены представляет собой С-образный профиль с отгибами полок, изготовленный из стали марки S350 с цинковым покрытием Z275 в соответствии со стандартом EN 10346.

Высота профиля $h = 100$ мм

Ширина полки $b = 45$ мм

Высота отгиба $c = 12.0$ мм

Радиус закругления $r = 1.5$ мм

Номинальная толщина $t_n = 1.2$ мм

Толщина стали $t = 1.16$ мм

Основной предел текучести $f_{yb} = 350$ Н/мм²

Модуль упругости $E = 2100000$ Н/мм²

Модуль сдвига $G = 80770$ Н/мм²

Частный коэффициент $\gamma_{M0} = 1.0$

Частный коэффициент $\gamma_{M1} = 1.0$

Характеристики сечения

Эффективные геометрические характеристики сечения и характеристики сечения брутто были определены по методам расчета, приведенным в Примерах 1-5, и в настоящий пример не включены.

						Пример №6			
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Расчет стойки каркаса стеновой панели из С-профиля	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Э. Вэй				06.14			1	8
Разработал	М. Хейвуд				06.14				
Разработал	Н.А. Беляев				06.14				
Проверил	С.И. Бильк				07.14				
Проверил	А.С. Бильк				07.14				



	<h3>Характеристики сечения брутто</h3> <p>Площадь $A_{gr} = 242.7 \text{ мм}^2$</p> <p>Радиус инерции относительно оси y $i_y = 40.2 \text{ мм}$</p> <p>Радиус относительно оси z $i_z = 16.8 \text{ мм}$</p> <p>Расстояние от полки до оси y $y_{flange} = 49.4 \text{ мм}$</p> <p>Расстояние от стенки до оси z $z_{web} = 13.9 \text{ мм}$</p> <p>Расстояние от центра изгиба до оси z $y_o = 35.0 \text{ мм}$</p> <p>Расстояние от центра изгиба до оси y $z_o = 0.0 \text{ мм}$</p> <p>Момент инерции при свободном кручении $I_t = 108.8 \text{ мм}^4$</p> <p>Секториальный момент инерции $I_w = 1.41 \times 10^8 \text{ мм}^6$</p> <p>Момент инерции сечения относительно оси y $I_y = 392000 \text{ мм}^4$</p> <h3>Характеристики эффективного сечения</h3> <p>Эффективная площадь при сжатии $A_{eff} = 153.6 \text{ мм}^2$</p> <p>Момент сопротивления сечения относительно оси y в упругой стадии при изгибе $W_{eff,y} = 6929 \text{ мм}^3$</p> <p>Момент сопротивления сечения относительно оси z в упругой стадии при изгибе $W_{eff,z} = 2101 \text{ мм}^3$</p> <p>Расстояние от полки до оси y (при сжатии) $y_{flange} = 49.4 \text{ мм}$</p> <p>Расстояние от стенки до оси z (при сжатии) $z_{web} = 15.5 \text{ мм}$</p> <p>Момент инерции сечения относительно оси y (при изгибе) $I_{y,eff} = 360800 \text{ мм}^4$</p> <h3>Несущая способность сечения</h3> <h4>Осевое сжатие</h4> <p>Расчетная несущая способность поперечного сечения на сжатие определяется формулой:</p> $N_{c,Rd} = A_{eff} \times f_{yb} / \gamma_{M0}$ $N_{c,Rd} = 153.6 \times 350 \times 10^{-3} / 1.0 = 53.8 \text{ кН}$ <h4>Изгиб</h4> <p>Расчетная несущая способность на изгиб относительно оси y определяется по формуле:</p> $M_{cy,Rd} = W_{eff,y} \times f_{yb} / \gamma_{M0}$ $M_{cy,Rd} = 6929 \times 350 \times 10^{-6} / 1.0 = 2.4 \text{ кНм}$ <p>Расчетная несущая способность на изгиб относительно оси z определяется следующим образом:</p> $M_{cz,Rd} = W_{eff,z} \times f_{yb} / \gamma_{M0}$ $M_{cz,Rd} = 2101 \times 350 \times 10^{-6} / 1.0 = 0.7 \text{ кНм}$ <h4>Совместное действие усилий</h4> <p>Эксцентриситет приложения осевых усилий за счет смещения нейтральной оси эффективного сечения относительно нейтральной оси сечения брутто приводит к появлению</p>						
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.3							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.4							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.9							
						Расчет стойки каркаса стеновой панели из С-профиля	Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		2 из 8

<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.9</p>	<p>дополнительного момента, вызываемого продольными нагрузками, предположительно прикладываемыми по нейтральной оси сечения брутто.</p> <p>Смещение по оси y при сжатии описывается выражением:</p> $e_{Ny} = 49.4 - 49.4 = 0.0 \text{ мм}$ <p>Смещение по оси z при сжатии определяется формулой:</p> $e_{Nz} = 15.5 - 13.9 = 1.6 \text{ мм}$ <p>Дополнительный момент относительно оси y от смещения осей:</p> $\Delta M_{y,Ed} = e_{Ny} \times N_{ed} = 0.000 \text{ кНм}$ <p>Дополнительный момент относительно оси z от смещения осей:</p> $\Delta M_{z,Ed} = e_{Nz} \times N_{ed} = 4.5 \times 1.6 \times 10^{-3} = 0.007 \text{ кНм}$ $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1$ $\frac{4.5}{53.8} + \frac{0.98 + 0.0}{2.4} + \frac{0 + 0.007}{0.7} \leq 1$ $0.08 + 0.41 + 0.01 = 0.50 \leq 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>							
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.2.2</p>	<p>Несущая способность по потере устойчивости элемента</p> <p>Потеря устойчивости в форме продольного изгиба относительно оси наибольшей жесткости (оси y)</p> <p>Согласно Таблице 5.1 для С-образного профиля с отгибами полок применяется кривая потери устойчивости b.</p> <p>Расчетная длина относительно оси y принимается равной длине элемента.</p>							
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.3</p>	<p>$L_{cr,y} = 2700 \text{ мм}$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{350}} = 76.95$ <p>Условная гибкость</p> $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{gr}}}; \quad \bar{\lambda} = \frac{2700}{40.2} \sqrt{\frac{153.6}{242.7}} = 0.695$							
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Табл. 6.1</p>	<p>Для кривой потери устойчивости b коэффициент несовершенства α составляет 0.34.</p> $\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ $\Phi = 0.5 \left[1 + 0.34 (0.695 - 0.2) + 0.695^2 \right] = 0.825$ $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$ $\chi = \frac{1}{0.825 + \sqrt{0.825^2 - 0.695^2}} = 0.787$							
	<p>Несущая способность по потере устойчивости в форме продольного изгиба:</p> $N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$							
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	<p>Расчет стойки каркаса стеновой панели из С-профиля</p>	<p>Лист 3 из 8</p>
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата			

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.3	$N_{b,Rd} = \frac{0.787 \times 153.6 \times 350 \times 10^{-3}}{1.0} = 42.3 \text{ кН}$ <p>Проверка выполнения условия</p> $N_{Ed} / N_{b,Rd} = 4.5 / 42.3 = 0.11 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p> <p>Потеря устойчивости в форме продольного изгиба относительно оси наименьшей жесткости (оси z)</p> <p>Расчетная длина относительно оси z принимается равной половине длины элемента благодаря наличию поперечного раскрепления в уровне середины высоты.</p> $L_{cr,z} = 2700 / 2 = 1350 \text{ мм}$ $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{350}} = 76.95$ <p>Условная гибкость:</p> $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{gr}}}; \bar{\lambda} = \frac{1350}{16.8} \sqrt{\frac{153.6}{242.7}} = 0.830$									
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Табл. 6.1	<p>Для кривой потери устойчивости <i>b</i> коэффициент несовершенства α равен 0.34, следовательно</p> $\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ $\Phi = 0.5 [1 + 0.34(0.830 - 0.2) + 0.830^2] = 0.952$ $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$ $\chi = \frac{1}{0.952 + \sqrt{0.952^2 - 0.830^2}} = 0.706$ <p>Несущая способность по потере устойчивости в форме продольного изгиба:</p> $N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$ $N_{b,Rd} = \frac{0.706 \times 153.6 \times 350 \times 10^{-3}}{1.0} = 37.9 \text{ кН}$ <p>Проверка выполнения условия</p> $N_{Ed} / N_{b,Rd} = 4.5 / 37.9 = 0.12 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p> <p>Крутильная форма потери устойчивости</p> <p>Расчетные длины для крутильной формы потери устойчивости составляют:</p> $L_{T,y} = 2700 \text{ мм}$ $L_{T,z} = 1350 \text{ мм}$ <p>Расчет полярного радиуса инерции выполняется следующим образом:</p> $i_o^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2$ $i_o^2 = 40.2^2 + 16.8^2 + 35.0^2 + 0.0^2 = 3123 \text{ мм}^2$ $i_o = 55.9 \text{ мм}$									
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Расчет стойки каркаса стеновой панели из С-профиля	<table border="1"> <tr> <td>Лист</td> </tr> <tr> <td>4 из 8</td> </tr> </table>	Лист	4 из 8
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата					
Лист										
4 из 8										

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.2.3(5)	Критическое усилие потери устойчивости по крутильной форме шарнирно опертого элемента определяется по формуле:							
	$N_{cr,T} = \frac{1}{i_o^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{L_T^2} \right)$ $N_{cr,T} = \frac{1}{55.9^2} \left(80770 \times 108.8 + \frac{\pi^2 \times 210000 \times 1.41 \times 10^8}{1350^2} \right) = 54.27 \text{ кН}$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.4	Условная гибкость: $\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}$ $\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{153.6 \times 350 \times 10^{-3}}{54.27}} = 0.995$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.2	Для кривой потери устойчивости в коэффициент несовершенства α равен 0.34. $\Phi_T = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ $\Phi_T = 0.5 \left[1 + 0.34 (0.995 - 0.2) + 0.995^2 \right] = 1.131$ $\chi_T = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$ $\chi_T = \frac{1}{1.131 + \sqrt{1.131^2 - 0.995^2}} = 0.600$							
	Несущая способность по потере устойчивости в крутильной форме: $N_{b,Rd} = \frac{\chi_T A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$ $N_{b,Rd} = \frac{0.600 \times 153.6 \times 350 \times 10^{-3}}{1.0} = 32.3 \text{ кН}$							
	Проверка выполнения условия $N_{Ed} / N_{b,Rd} = 4.5 / 32.3 = 0.14 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.2.3(7)	Изгибно-крутильная форма потери устойчивости $N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cr,y}^2}$ $N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 392000 \times 10^{-3}}{2700^2} = 111.5 \text{ кН}$ $\beta = 1 - \left(\frac{y_o}{i_o} \right)^2 = 1 - \left(\frac{35.0}{55.9} \right)^2 = 0.608$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.2.3(7)	Критическое усилие потери устойчивости по изгибно-крутильной форме определяется по формуле: $N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{y_o}{i_o} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right]$ $N_{cr,TF} = \frac{111.5}{2 \times 0.608} \left[1 + \frac{54.27}{111.5} - \sqrt{\left(1 - \frac{54.27}{111.5} \right)^2 + 4 \left(\frac{35.0}{55.9} \right)^2 \frac{54.27}{111.5}} \right] = 43.41 \text{ кН}$							
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Расчет стойки каркаса стеновой панели из С-профиля	Лист 5 из 8
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата			

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.4	Условная гибкость: $\bar{\lambda}_{TF} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}$ $\bar{\lambda}_{TF} = \sqrt{\frac{153.6 \times 350 \times 10^{-3}}{43.41}} = 1.113$				
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.2	Для кривой потери устойчивости b коэффициент несовершенства α равен 0.34. $\Phi_{TF} = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ $\Phi_{TF} = 0.5[1 + 0.34(1.113 - 0.2) + 1.113^2] = 1.274$ $\chi_{TF} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$ $\chi_{TF} = \frac{1}{1.274 + \sqrt{1.274^2 - 1.113^2}} = 0.528$ Несущая способность по потере устойчивости в изгибно-крутильной форме: $N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$ $N_{b,Rd} = \frac{0.528 \times 153.6 \times 350 \times 10^{-3}}{1.0} = 28.4 \text{ кН}$ Проверка выполнения условия $N_{Ed} / N_{b,Rd} = 4.5 / 28.4 = 0.16 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>				
Статья SN003, NCCI: Расчет критического момента потери устойчивости в упругой стадии	<p>Потеря устойчивости плоской формы изгиба</p> Максимальная длина элемента между точками поперечного раскрепления составляет половину длины элемента. $L = 1350 \text{ мм}$ Коэффициенты, зависящие от нагрузки и условий опирания: $C_1 = 1.127$ $C_2 = 0.454$ Коэффициент расчетной длины для поворота концов в плане $k = 1.00$ Коэффициент расчетной длины для скручивания на концах $k_w = 1.00$ Расстояние от уровня приложения нагрузки до центра изгиба принимается равным половине высоты стойки. $z_g = 100 / 2 = 50 \text{ мм}$				
Статья SN002, NCCI: Определение условной гибкости двутавровых сечений	При расчете M_{cr} используется коэффициент g . Его значение может быть принято с запасом как 1.0 либо быть рассчитано. $g = \sqrt{1 - \frac{I_z}{I_y}} \quad g = \sqrt{1 - \frac{68550}{392000}} = 0.908$ Критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии описывается формулой: $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2 g} \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right)$ $M_{cr} = 2.82 \text{ кНм}$				
Расчет стойки каркаса стеновой панели из С-профиля					Лист 6 из 8
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.2.4	Для потери устойчивости плоской формы изгиба необходимо использовать кривую потери устойчивости b .							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.4	Условная гибкость: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,eff} f_y}{M_{cr}}}$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{6929 \times 350 \times 10^{-6}}{2.82}} = 0.927$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.2.1	Для кривой потери устойчивости b коэффициент несовершенства α равен 0.34. $\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ $\Phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.34(0.927 - 0.2) + 0.927^2] = 1.054$ $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$ $\chi_{LT} = \frac{1}{1.054 + \sqrt{1.054^2 - 0.927^2}} = 0.644$							
	Несущая способность по потере устойчивости плоской формы изгиба равна: $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{eff,y} f_y}{\gamma_{M1}}$ $M_{b,Rd} = \frac{0.644 \times 6929 \times 350 \times 10^{-6}}{1.0} = 1.56 \text{ кНм}$							
	Проверка выполнения условия $M_{Ed} / M_{b,Rd} = 0.98 / 1.56 = 0.63 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>							
	<p style="text-align: center;">Совместное действие усилия сжатия и изгибающего момента</p>							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.2.5	Проверка на совместное действие изгибающего момента и продольной силы может быть выполнена расчетом второго порядка либо по следующей формуле: $\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0.8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0.8} \leq 1.0$ где $N_{b,Rd}$ – минимальное из значений несущей способности по потере устойчивости в форме продольного изгиба, крутильной и изгибно-крутильной формах. M_{Ed} включает в себя любые дополнительные моменты, возникающие в связи с эксцентриситетами. $\left(\frac{4.5}{28.4} \right)^{0.8} + \left(\frac{0.98 + 0.0}{1.56} \right)^{0.8} = 0.23 + 0.69 = 0.92 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>							
	<p style="text-align: center;">Проверка по эксплуатационной пригодности</p>							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(3)	Для проверки по эксплуатационной пригодности необходимо всегда учитывать влияние закруглений углов на геометрические характеристики сечения. В рамках этого примера принято, что максимальное напряжение при расчете по эксплуатационной пригодности равно пределу текучести, деленному на 1,5.							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 7.1(3)	$I_{fic} = I_{gr} - \left(\frac{1}{1.5} \right) (I_{gr} - I_{eff})$ $I_{fic} = 392000 - \left(\frac{1}{1.5} \right) (392000 - 360800) = 371200 \text{ мм}^4$							
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Расчет стойки каркаса стеновой панели из С-профиля	Лист 7 из 8
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата			

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
5.1(4)

Коэффициент учета закруглений δ равен:

$$\delta = 0.43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j}{\sum_{i=1}^m b_{Pj}} = 0.43 \frac{4 \times 1.5}{(98.8 + 2 \times 43.8 + 2 \times 11.4)} = 0.01$$

С учетом закруглений углов момент инерции сечения при расчете по эксплуатационной пригодности определяется следующим образом:

$$I_{SLS} = I(1 - 2\delta) = 371200(1 - 0.02) = 363800 \text{ мм}^4$$

Суммарная ветровая нагрузка:

$$W = Lsq_k = 2700 \times 600 \times 1.2 \times 10^{-6} = 1.94 \text{ кН}$$

Прогиб от действия ветра равен:

$$\delta_{\text{wind}} = \frac{5}{384} \frac{WL^3}{EI_{SLS}} = \frac{5}{384} \frac{1.94 \times 2700^3 \times 10^3}{210000 \times 363792} = 6.5 \text{ мм}$$

Предельный прогиб принимается по таблице НБ.2.8 национального приложения ДСТУ-Н Б EN 1990^[5] равным 1/300 высоты этажа.

$$\delta_{\text{limit}} = 2700 / 300 = 9.0 \text{ мм} > 6.5 \text{ мм}$$

Условие выполняется

						Расчет стойки каркаса стеновой панели из С-профиля	Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		8 из 8

10.7 Расчет раскрепленной балки межэтажного перекрытия из Σ -образного профиля

В данном численном примере представлен расчет раскрепленной балки межэтажного перекрытия здания из легких стальных тонкостенных конструкций. В пример включены расчеты предельных состояний по несущей способности и эксплуатационной пригодности.

Характеристики перекрытия

В рамках данного примера предполагается, что верхний пояс балки межэтажного перекрытия имеет раскрепление по всей длине благодаря соединению с дощатым настилом пола. Случай нераскрепленной конструкции рассмотрен в Примере 8.

Размеры

Пролет балки перекрытия $L = 6000$ мм

Шаг балок $s = 600$ мм

Нагрузки

Постоянное воздействие (характеристическое) $g_k = 0.6$ кН/м²

Переменное воздействие (характеристическое) $q_k = 1.5$ кН/м²

Коэффициенты надежности по нагрузке


Постоянные $\gamma_G = 1.35$

Переменные $\gamma_Q = 1.50$

Размеры профиля и свойства материала

В качестве профиля балки перекрытия взят Σ -образный профиль с отгибами полок из Примера 4, изготовленный из стали марки S350 с цинковым покрытием Z275 в соответствии со стандартом EN 10346.

Высота сечения	$h = 250$ мм
Ширина полки	$b_1 = b_2 = 80$ мм
Высота отгиба полки	$c = 20$ мм
Радиус закругления	$r = 3$ мм
Расстояние от полки до начала ребра стенки	$e = 75$ мм
Высота наклонного участка ребра стенки	$g = 12.5$ мм
Ширина наклонного участка ребра стенки	$f = 20$ мм
Высота плоского участка ребра стенки	$j = 75$ мм
Номинальная толщина	$t_{nom} = 2$ мм
Толщина стали	$t = 1.96$ мм
Основной предел текучести	$f_{yb} = 350$ Н/мм ²

						Пример №7			
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Расчет раскрепленной балки межэтажного перекрытия из Σ -образного профиля	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Н.А. Беляев			06.14			1	4
Проверил		С.И. Бильк			07.14				
Проверил		А.С. Бильк			07.14				
									

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.4	Модуль упругости Модуль сдвига Частный коэффициент Частный коэффициент	$E = 2100000 \text{ Н/мм}^2$ $G = 80770 \text{ Н/мм}^2$ $\gamma_{M0} = 1.0$ $\gamma_{M1} = 1.0$				
	<h3>Характеристики сечения</h3>					
В настоящий пример не включены расчеты геометрических характеристик сечения. Методы расчета геометрических характеристик сечений брутто и эффективных сечений - см. Примеры 1-5.						
<h3>Характеристики сечения брутто</h3>						
Момент инерции сечения относительно оси у		$I_y = 7912915 \text{ мм}^4$				
<h3>Характеристики эффективного сечения</h3>						
Момент инерции сечения относительно оси у		$I_{eff,y} = 7070304 \text{ мм}^4$				
Минимальный момент сопротивления сечения на изгиб относительно оси у в упругой стадии		$W_{eff,y} = 53563 \text{ мм}^3$				
<h3>Расчетный момент</h3>						
Расчетный изгибающий момент определяется следующим образом:						
$M_{y,Ed} = (\gamma_G \times g_k + \gamma_Q \times q_k) s L^2 / 8$						
$M_{y,Ed} = (1.35 \times 0.6 + 1.50 \times 1.5) 600 \times 6000^2 \times 10^{-9} / 8$						
$M_{y,Ed} = 8.3 \text{ кНм}$						
<h3>Расчетное поперечное усилие на опоре</h3>						
Определяем расчетное поперечное усилие на опоре как для шарнирно опертой балки:						
$V_{Ed} = (\gamma_G \times g_k + \gamma_Q \times q_k) s L / 2$						
$V_{Ed} = (1.35 \times 0.6 + 1.50 \times 1.5) 600 \times 6000 \times 10^{-6} / 2$						
$V_{Ed} = 5.5 \text{ кН}$						
<h3>Несущая способность сечения</h3>						
<h3>Изгибающий момент</h3>						
Расчетная несущая способность по изгибающему моменту определяется формулой:						
$M_{cy,Rd} = W_{eff,y} \times f_{yb} / \gamma_{M0}$						
$M_{cy,Rd} = 53480 \times 350 \times 10^{-6} / 1.0 = 18.7 \text{ кНм}$						
Подтверждение правильности						
$M_{y,Ed} / M_{cy,Rd} = 8.3 / 18.7 = 0.44 < 1.0$		Условие выполняется				
Расчет раскрепленной балки межэтажного перекрытия из Σ -образного профиля						Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	2 из 4

<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.5</p>	<p>Срез</p> <p>Расчетная несущая способность на срез из условия потери устойчивости стенкой определяется по формуле:</p> $V_{b,Rd} = \frac{h_w \cdot t f_{bv}}{\sin \varphi \cdot \gamma_{M0}}$ <p>где: $h_w = 248$ мм – высота стенки между срединными линиями полок; $\varphi = 90^\circ$ – угол наклона стенки; $t = 1.96$ мм – толщина стали;</p> <p>Гибкость стенки в запас принимаем равной:</p> $\bar{\lambda}_w = 0.346 \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0.346 \frac{(2 \cdot 74 + 75 + 2 \cdot 22)}{1.96} \sqrt{\frac{350}{210000}} = 1.92 \geq 1.40$							
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 Табл. 6.1</p>	<p>Следовательно, для стенки без элемента жесткости на опоре предельное напряжение на срез, учитывающее потерю устойчивости составит:</p> $f_{bv} = 0.48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w = 0.48 \cdot 350 / 1.92 = 87.5 \text{ Н/мм}^2$ <p>Тогда:</p> $V_{b,Rd} = \frac{h_w \cdot t f_{bv}}{\sin \varphi \cdot \gamma_{M0}} = \frac{248 \cdot 1.96 \cdot 87.5 \cdot 10^{-3}}{\sin 90^\circ \cdot 1.0} = 42.5 \text{ кН}$ <p>Проверка выполнения условия:</p> $V_{Ed} / V_{b,Rd} = 5.5 / 42.5 = 0.13 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p> <p>Несущая способность по потере устойчивости элемента</p> <p>Потеря устойчивости плоской формы изгиба</p> <p>Данный пример рассматривает балки, непрерывно раскрепленные дощатым настилом пола. Следовательно, нет необходимости проверять балки межэтажного перекрытия на потерю общей устойчивости плоской формы изгиба.</p> <p>На практике также следует учесть условия раскрепления балки на этапе строительства, когда она может быть не раскреплена. Расчет нераскрепленной балки рассмотрен в Примере 8.</p> <p>Проверка по эксплуатационной пригодности</p>							
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(3)</p> <p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 7.1(3)</p>	<p>Для проверки по эксплуатационной пригодности необходимо всегда учитывать влияние закруглений углов на геометрические характеристики сечения. В рамках этого примера принято, что максимальное напряжение при расчете по эксплуатационной пригодности равно пределу текучести, деленному на 1,5.</p> $I_{fic} = I_{gr} - \left(\frac{1}{1.5} \right) (I_{gr} - I_{eff})$ $I_{fic} = 7912915 - \left(\frac{1}{1.5} \right) (7912915 - 7070304) = 7351174 \text{ мм}^4$ <p>Значения I_{gr} и I_{eff} для расчета I_{fic} учитывают влияние закругленных кромок. С учетом этого момент инерции для расчетов по эксплуатационной пригодности:</p> $I_{SLS} = I_{fic} = 7351174 \text{ мм}^4$							
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	<p>Расчет раскрепленной балки межэтажного перекрытия из Σ-образного профиля</p>	<p>Лист 3 из 4</p>
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата			

Критерии эксплуатационной пригодности

ДСТУ-Н Б EN 1990^[5] и в частности его национальные приложения устанавливают требования эксплуатационной пригодности. Основными критериями являются предельные перемещения конструкций и их собственные частоты колебаний.

Предельные перемещения и критерии их ограничения определены в национальном приложении. Принято, что перекрытие используется в обычном режиме, не предусматривающем интенсивное движение людей или механизмов, соответственно, ограничение частоты собственных колебаний несущих элементов принято не ниже 4 Гц.

Критерий 1: предельный прогиб по эстетико-психологическому и конструктивному критериям

Из двух указанных критериев наиболее жесткие требования выдвигаются исходя из конструктивных соображений. Согласно конструктивному критерию предельный прогиб должен составлять не более 1/300 пролета.

Суммарная нагрузка для конструктивного критерия:

$$W = Ls (g_k + q_k) = 6000 \times 600 (0.6 + 1.5) \times 10^{-6} = 7.56 \text{ кН}$$

Прогиб от нагрузки:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{WL^3}{EI} = \frac{5}{384} \frac{7.56 \times 6000^3 \times 10^3}{210000 \times 7351174} = 13.7 \text{ мм}$$

Предельный прогиб:

$$\delta_{limit} = 6000 / 300 = 20.0 \text{ мм} > 13.7 \text{ мм}$$

Условие выполняется

Критерий 2: предельный прогиб по физиологическим требованиям

Суммарную нагрузку для физиологического критерия принимаем по часто повторяющейся комбинации нагрузок как для обратимого предельного состояния:

$$W = Ls (g_k + 0.5q_k) = 6000 \times 600 (0.6 + 0.5 \cdot 1.5) \times 10^{-6} = 4.86 \text{ кН}$$

Прогиб от нагрузки:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{WL^3}{EI} = \frac{5}{384} \frac{4.86 \times 6000^3 \times 10^3}{210000 \times 7351174} = 8.9 \text{ мм}$$

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1990^[5] для элементов гражданских зданий по физиологическим критериям ограничивает прогиб значением, равным:

$$\delta_{limit} = \frac{g(p+g_k+q_k)}{30n^2 (bp+g_k+q_k)},$$

где по таблице НБ.2.6. национального приложения принимается:

$g = 9.81 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения;

$p = 0.25 \text{ кПа}$ – удельная нагрузка от людей, которые создают колебания для категории помещений А и В;

$n = 1.5 \text{ Гц}$ – частота приложения нагрузки при ходьбе человека для категории помещений А и В;

$$b = 125 \sqrt{\frac{Q}{apsL}} = 125 \sqrt{\frac{0.8}{1.0 \cdot 0.25 \cdot 0.6 \cdot 6}} = 117.85,$$

где по таблице НБ.2.6. национального приложения принимается:

$\alpha = 1.0$ – для элементов, рассчитываемых по балочной схеме;

$s = 0.6 \text{ м}$ – шаг балок;

$L = 6.0 \text{ м}$ – пролет балки.

Тогда:

$$\delta_{limit} = \frac{g(p+g_k+q_k)}{30n^2 (bp+g_k+q_k)} = \frac{9.81(0.25+0.6+1.5)}{30 \cdot 1.5^2 (117.85 \cdot 0.25 + 0.6 + 1.5)} = 10^{-2} \text{ м} = 10 \text{ мм}$$

$$\delta_{limit} = 10 \text{ мм} > 8.9 \text{ мм}$$

Условие выполняется

ДСТУ-Н Б
EN 1990^[5]
Таблица НБ.2.6.

ДСТУ-Н Б
EN 1990^[5]
НБ.2.10(3),
Таблица НБ.2.7.

						Расчет раскрепленной балки межэтажного перекрытия из Σ -образного профиля	Лист 4 из 4
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		

10.8 Расчет нераскрепленной балки межэтажного перекрытия из Z-образного профиля

В данном численном примере для сравнения с предыдущим примером и наглядной демонстрации влияния потери устойчивости плоской формы изгиба рассмотрен случай балки без раскрепления.

Характеристики перекрытия

Размеры

Пролет балки перекрытия $L = 6000$ мм

Шаг балок $s = 600$ мм

Нагрузки

Постоянное воздействие (характеристическое) $g_k = 0.6$ кН/м²

Переменное воздействие (характеристическое) $q_k = 1.5$ кН/м²

Коэффициенты надежности по нагрузке


Постоянные $\gamma_G = 1.35$

Переменные $\gamma_Q = 1.50$

Размеры профиля и свойства материала

В качестве профиля балки перекрытия взят Z-образный профиль с отгибами полок из Примера 5, изготовленный из стали марки S350 с цинковым покрытием Z275 в соответствии со стандартом EN 10346.

Высота сечения	$h = 350$ мм
Ширина верхней полки	$b_1 = 90$ мм
Ширина нижней полки	$b_2 = 82$ мм
Высота отгиба полки	$c = 30$ мм
Радиус закругления	$r = 3$ мм
Номинальная толщина	$t_{nom} = 2$ мм
Толщина стали	$t = 1.96$ мм
Основной предел текучести	$f_{yb} = 350$ Н/мм ²
Модуль упругости	$E = 2100000$ Н/мм ²
Модуль сдвига	$G = 80770$ Н/мм ²
Частный коэффициент	$\gamma_{M0} = 1.0$
Частный коэффициент	$\gamma_{M1} = 1.0$

						Пример №8			
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Расчет нераскрепленной балки межэтажного перекрытия из Z-образного профиля	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Н.А. Беляев			06.14			1	4
Проверил		С.И. Билык			07.14				
Проверил		А.С. Билык			07.14				
									

Характеристики сечения

В настоящий пример не включены расчеты геометрических характеристик сечения. Метод расчета характеристик сечений брутто и эффективных сечений – см. Примеры 1-5.

Характеристики сечения брутто

Момент инерции сечения относительно оси U	$I_U = 20149162 \text{ мм}^4$
Момент инерции сечения относительно оси V	$I_V = 751768 \text{ мм}^4$
Угол поворота главных осей	$\alpha = -11.70^\circ$
Момент инерции при свободном кручении	$I_t = 1440.0 \text{ мм}^4$
Секториальный момент инерции сечения	$I_w = 35.504 \times 10^9 \text{ мм}^6$

Характеристики эффективного сечения

Угол поворота главных осей	$\alpha = -11.32^\circ$
Минимальный момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наибольшей жесткости	$W_{eff,U,min} = 69769 \text{ мм}^3$
Минимальный момент сопротивления эффективного сечения относительно оси наименьшей жесткости	$W_{eff,V,min} = 10381 \text{ мм}^3$

Расчетный момент

Расчетный изгибающий момент определяется следующим образом:

$$M_{y,Ed} = (\gamma_G \times g_k + \gamma_Q \times q_k) s L^2 / 8$$

$$M_{y,Ed} = (1.35 \times 0.6 + 1.50 \times 1.5) 600 \times 6000^2 \times 10^{-9} / 8$$

$$M_{y,Ed} = 8.3 \text{ кНм}$$

Поскольку главные оси сечения повернуты, разложим момент на составляющие относительно осей U и V :

$$M_{U,Ed} = M_{y,Ed} \times \cos \alpha = 8.3 \times \cos 11.32^\circ = 8.1 \text{ кНм}$$

$$M_{V,Ed} = M_{y,Ed} \times \sin \alpha = 8.3 \times \sin 11.32^\circ = 1.6 \text{ кНм}$$

Расчетное поперечное усилие на опоре

Определяем расчетное поперечное усилие на опоре как для шарнирно опертой балки:

$$V_{Ed} = (\gamma_G \times g_k + \gamma_Q \times q_k) s L / 2$$

$$V_{Ed} = (1.35 \times 0.6 + 1.50 \times 1.5) 600 \times 6000 \times 10^{-6} / 2$$

$$V_{Ed} = 5.5 \text{ кН}$$

Несущая способность сечения

Проверка несущей способности при косом изгибе

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
6.1.4

Расчетная несущая способность по изгибающему моменту относительно оси U определяется формулой:

$$M_{cU,Rd} = W_{eff,U,min} \times f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cU,Rd} = 69769 \times 350 \times 10^{-6} / 1.0 = 24.4 \text{ кНм}$$

						Расчет нераскрепленной балки межэтажного перекрытия из Z-образного профиля	Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		2 из 4

	<p>Относительно оси V:</p> $M_{cV,Rd} = 10381 \times 350 \times 10^{-6} / 1.0 = 3.6 \text{ кНм}$ <p>Проверка выполнения условия</p> $\frac{M_{U,Ed}}{M_{cU,Rd}} + \frac{M_{V,Ed}}{M_{cV,Rd}} = \frac{8.1}{24.4} + \frac{1.6}{3.6} = 0.78$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>													
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.5</p>	<p>Срез</p> <p>Расчетная несущая способность на срез из условия потери устойчивости стенок определяется по формуле:</p> $V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \varphi} t f_{bv}}{\gamma_{M0}}$ <p>где:</p> <p>$h_w = 348$ мм – высота стенки между срединными линиями полок;</p> <p>$\varphi = 90^\circ$ – угол наклона стенки;</p> <p>$t = 1.96$ мм – толщина стали;</p> <p>Гибкость стенки принимаем равной:</p> $\bar{\lambda}_w = 0.346 \frac{b_{p,h}}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0.346 \frac{346}{1.96} \sqrt{\frac{350}{210000}} = 2.49 \geq 1.40$ <p>Следовательно, для стенки без элемента жесткости на опоре предельное напряжение на срез, учитывающее потерю устойчивости составит:</p>													
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 Табл. 6.1</p>	<p>$f_{bv} = 0.48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w = 0.48 \cdot 350 / 2.49 = 67.5 \text{ Н/мм}^2$</p> <p>Тогда:</p> $V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \varphi} t f_{bv}}{\gamma_{M0}} = \frac{348}{\sin 90^\circ} \cdot 1.96 \cdot 67.5 \cdot 10^{-3}}{1.0} = 46.0 \text{ кН}$ <p>Проверка выполнения условия:</p> $V_{Ed} / V_{b,Rd} = 5.5 / 46.0 = 0.12 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>													
	<p>Несущая способность по потере устойчивости элемента</p> <p>Потеря устойчивости плоской формы изгиба</p> <p>Рассматриваемая балка не раскреплена в поперечном направлении. Следовательно, ее необходимо проверить на потерю устойчивости плоской формы изгиба относительно оси наибольшей жесткости U.</p> <p>Длина элемента между точками раскрепления принимается равной полной длине элемента.</p> <p>$L = 6000$ мм</p> <p>В данном примере критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии определен численным методом, с использованием специализированного программного обеспечения, основанного на методе конечных элементов. Иллюстрация формы потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии приведена ниже.</p>													
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата							<p>Расчет нераскрепленной балки межэтажного перекрытия из Z-образного профиля</p>	<p>Лист 3 из 4</p>
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата									

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-3
6.2.4



$$M_{cr} = 15,8 \text{ кНм}$$

Для потери устойчивости плоской формы изгиба следует использовать кривую b.

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1
6.3.2.2

Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{U,eff} f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.24$$

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1
6.3.2.2

Для кривой потери устойчивости b коэффициент несовершенства α равен 0.34.

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.34(1.24 - 0.2) + 1.24^2] = 1.45$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.45 + \sqrt{1.45^2 - 1.24^2}} = 0.454$$

Несущая способность по потере устойчивости плоской формы изгиба:

ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1
6.3.2.1

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{eff,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.454 \times 69769 \times 350 \times 10^{-6}}{1.0} = 11.1 \text{ кНм}$$

Проверка выполнения условия

$$M_{Ed} / M_{b,Rd} = 8.1 / 11.1 = 0.73 < 1.0$$

Условие выполняется

В случае, если критический момент определяется не на основании точной расчетной модели, следует учитывать совместное действие усилий (в данном случае - косоу изгиб с учетом потери устойчивости)

Проверка по эксплуатационной пригодности не выполнялась, поскольку при одинаковых с Примером 8 условиях рассматриваемый профиль более жесткий.

						Расчет нераскрепленной балки межэтажного перекрытия из Z-образного профиля	Лист 4 из 4
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		

10.9 ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕШЕТЧАТОЙ ФЕРМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ИЗ С-ОБРАЗНЫХ ПРОФИЛЕЙ

В данном численном примере рассмотрен расчет раскрепленной решетчатой фермы перекрытия каркасного здания на основе легких стальных тонкостенных конструкций. В пример включены расчеты предельных состояний по несущей способности и эксплуатационной пригодности.

Характеристики перекрытия

Размеры

Пролет фермы	$L = 4800$ мм
Шаг ферм	$s = 600$ мм
Высота фермы	$D_T = 200$ мм
Количество панелей в ферме	$N = 12$
Длина каждой панели	$L_{bay} = 400$ мм
Угол наклона раскосов	$\theta = 45^\circ$
Длина раскосов	$L_{brace} = 283$ мм

Нагрузки

Постоянная нагрузка (характеристическая) $g_k = 0.6$ кН/м²

Переменная нагрузка (характеристическая) $q_k = 1.5$ кН/м²

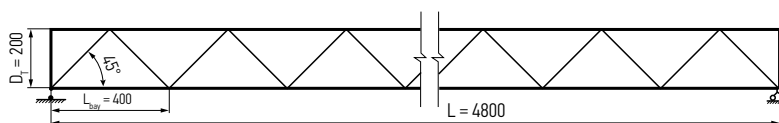
Коэффициенты надежности по нагрузке

Постоянная $\gamma_G = 1.35$

Переменная $\gamma_Q = 1.50$

Размеры фермы и характеристики материалов

Решетчатая ферма изготавливается из С-образных профилей с отгибами полок, изготовленных из стали марки S350 с цинковым покрытием Z275 в соответствии со стандартом EN 10346. Для верхнего и нижнего поясов, а также раскосов принято одинаковое сечение. Геометрическая схема фермы показана на рисунке ниже.



Размеры сечения

Высота профиля	$h = 75$ мм
Ширина полки	$b = 40$ мм
Высота отгиба	$c = 10$ мм

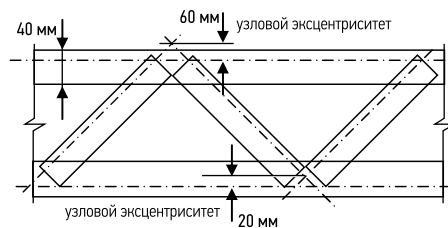
						Пример №9			
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Проектирование решетчатой фермы перекрытия из С-образных профилей	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Э. Вэй			06.14			1	10
Разработал		М. Хейвуд			06.14				
Разработал		Н.А. Беляев			06.14				
Проверил		С.И. Бильяк			07.14				
Проверил		А.С. Бильяк			07.14				

Радиус закругления	$r = 2.0 \text{ мм}$
Номинальная толщина	$t_n = 1.6 \text{ мм}$
Толщина стали	$t = 1.56 \text{ мм}$
Основной предел текучести	$f_{yb} = 350 \text{ Н/мм}^2$
Модуль упругости	$E = 2100000 \text{ Н/мм}^2$
Модуль сдвига	$G = 80770 \text{ Н/мм}^2$
Частный коэффициент	$\gamma_{M0} = 1.0$
Частный коэффициент	$\gamma_{M1} = 1.0$

В данном примере расчетом учитываются эксцентриситеты в узлах осей раскосов в верхнем и нижнем поясах. Используются следующие значения эксцентриситетов:

Эксцентриситет в верхнем поясе $e_{top} = 60 \text{ мм}$

Эксцентриситет в нижнем поясе $e_{bottom} = 20 \text{ мм}$



Геометрические характеристики сечения

Расчет геометрических характеристик сечения в настоящий пример не включен. Метод расчета геометрических характеристик сечений брутто и эффективных сечений – см. Примеры 1-5.

Характеристики сечения брутто

Площадь	$A_g = 263.0 \text{ мм}^2$
Расстояние от полки до оси y	$y_{flange} = 36.7 \text{ мм}$
Расстояние от стенки до оси z	$z_{web} = 12.9 \text{ мм}$
Радиус инерции относительно оси y	$i_y = 30.4 \text{ мм}$
Радиус инерции относительно оси z	$i_z = 14.8 \text{ мм}$
Момент инерции сечения относительно оси наибольшей жесткости поперечного сечения y - y	$I_{gry} = 242500 \text{ мм}^4$
Момент инерции сечения относительно оси наименьшей жесткости поперечного сечения z - z	$I_{grz} = 57230 \text{ мм}^4$
Положение центра изгиба относительно оси z	$y_o = 31.8 \text{ мм}$
Положение центра изгиба относительно оси y	$z_o = 0.00 \text{ мм}$
Момент инерции при свободном кручении	$I_t = 213.4 \text{ мм}^4$
Секториальный момент инерции	$I_w = 6.64 \times 10^7 \text{ мм}^6$

Характеристики эффективного сечения

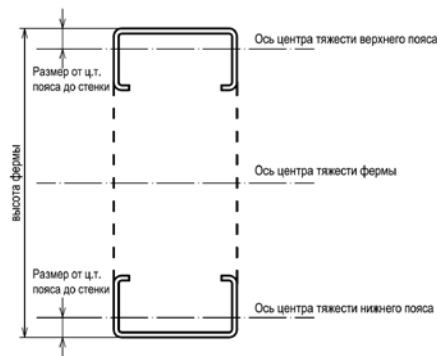
Эффективная площадь при сжатии	$A_{eff} = 222.3 \text{ мм}^2$
Расстояние от полки до оси y (при сжатии)	$y_{flange} = 36.7 \text{ мм}$

					Проектирование решетчатой фермы перекрытия из С-образных профилей	Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	2 из 10

Расстояние от стенки до оси z (при сжатии)	$z_{web} = 13.2 \text{ мм}$
Момент сопротивления сечения при изгибе относительно оси y в упругой стадии	$W_{eff,y} = 6297 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления сечения при изгибе относительно оси z (сжатые отгибы)	$W_{eff,z,lip} = 2247 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления сечения при изгибе относительно оси z (сжатая стенка)	$W_{eff,z,web} = 2179 \text{ мм}^3$
Момент сопротивления сечения при изгибе относительно оси z (минимальный)	$W_{eff,z} = 2179 \text{ мм}^3$
Момент инерции сечения относительно оси наименьшей жесткости поперечного сечения z-z	$I_{eff,z} = 51530 \text{ мм}^4$

Расчет усилий в элементах фермы

Поперечное сечение решетчатой фермы показано на рисунке ниже.



Максимальный момент рассчитывается из формулы:

$$M_{y,Ed} = (\gamma_G \times g_k + \gamma_Q \times q_k) sL^2 / 8$$

$$M_{y,Ed} = (1.35 \times 0.6 + 1.50 \times 1.5) 600 \times 4800^2 \times 10^{-9} / 8 = 5.3 \text{ кНм}$$

Опорная реакция рассчитывается из формулы:

$$R_{Ed} = (\gamma_G \times g_k + \gamma_Q \times q_k) sL / 2$$

$$R_{Ed} = (1.35 \times 0.6 + 1.50 \times 1.5) 600 \times 4800 \times 10^{-6} / 2 = 4.4 \text{ кН}$$

Максимальное сжимающее усилие в верхнем поясе принимается равным:

$$N_{c,Ed} = M_{y,Ed} / (D_T - 2 \times z_{web})$$

$$N_{c,Ed} = 5.3 \times 10^3 / (200 - 2 \times 13.2) = 30.5 \text{ кН}$$

Максимальное растягивающее усилие в нижнем поясе принимается равным:

$$N_{t,Ed} = M_{y,Ed} / (D_T - 2 \times z_{web})$$

$$N_{t,Ed} = 5.3 \times 10^3 / (200 - 2 \times 13.2) = 30.5 \text{ кН}$$

Максимальное сжатие в раскосе:

$$N_{c,Ed} = R_{Ed} \times L_{brace} / D_T$$

$$N_{c,Ed} = 4.4 \times 283 / 200 = 6.2 \text{ кН}$$

						Проектирование решетчатой фермы перекрытия из С-образных профилей	Лист
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		3 из 10

	<p>Для панели, смежной с центральной:</p> <p>Сжимающее усилие в верхнем поясе $N_{c,Ed} = 29.6$ кН</p> <p>Растягивающее усилие в нижнем поясе $N_{t,Ed} = 29.6$ кН</p> <p>Момент от эксцентриситета в узлах верхнего пояса принят равным:</p> $\Delta M_{e,top} = \Delta N_{c,Ed} \times e_{top}$ $M_{e,top} = (30.5 - 29.9) \times 60 = 0.05 \text{ кНм}$ <p>Момент от эксцентриситета в узлах нижнего пояса принят равным:</p> $M_{e,bottom} = \Delta N_{c,Ed} \times e_{bottom}$ $M_{e,bottom} = (30.5 - 29.6) \times 20 = 0.02 \text{ кНм}$ <p>Момент от нагрузки, приложенной между узлами верхнего пояса, принят равным:</p> $M_{w,top} = (\gamma_G \times g_k + \gamma_Q \times q_k) sL_{bay}^2 / 8$ $M_{w,top} = (1.35 \times 0.6 + 1.50 \times 1.5) 600 \times 400^2 \times 10^{-9} / 8 = 0.04 \text{ кНм}$ <p>Момент от нагрузки, приложенной между узлами нижнего пояса, принят равным нулю.</p> $M_{w,bottom} = 0.0 \text{ кНм}$ <p>Полный момент в верхнем поясе $M_{z,Ed,top} = 0.05/4 + 0.04 \approx 0.06 \text{ кНм}$</p> <p>Полный момент в нижнем поясе $M_{z,Ed,bottom} = 0.02/4 + 0.0 \approx 0.01 \text{ кНм}$</p> <p>Тут момент от эксцентриситета поделен на 4, поскольку считается, что он распределяется пропорционально жесткостям элементов в узле.</p> <h3>Несущая способность сечения</h3> <h4>Осевое растяжение</h4> <p>Для определения несущей способности при растяжении можно использовать средний предел текучести.</p> $f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \frac{k n t^2}{A_{gr}}, \text{ но } \leq \frac{(f_u + f_{yb})}{2}$ $f_{ya} = 350 + (420 - 350) \frac{7 \times 4 \times 1.56^2}{263.0}, \text{ но } \leq \frac{(420 + 350)}{2}$ $f_{ya} = 368.1 \text{ Н/мм}^2$ <p>Расчетная несущая способность при растяжении поперечного сечения описывается формулой:</p> $N_{t,Rd} = A_g \times f_{ya} / \gamma_{M0}$ $N_{t,Rd} = 263.0 \times 368.1 \times 10^{-3} / 1.0 = 96.8 \text{ кН}$ <p>Проверка выполнения условия (нижний пояс)</p> $N_{t,Ed} / N_{t,Rd} = 30.5 / 96.8 = 0.32 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p> <h4>Осевое сжатие</h4> <p>Расчетная несущая способность поперечного сечения при сжатии определяется по формуле:</p> $N_{c,Rd} = A_{eff} \times f_{yb} / \gamma_{M0}$						
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 3.2.2</p> <p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.2</p> <p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.3</p>	<p>Проектирование решетчатой фермы перекрытия из С-образных профилей</p>	<p>Лист 4 из 10</p>					
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата		

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.4	$N_{c,Rd} = 222.3 \times 350 \times 10^{-3} / 1.0 = 77.8 \text{ кН}$ Проверка выполнения условия (верхний пояс)					Условие выполняется	
	$N_{c,Ed} / N_{c,Rd} = 30.5 / 77.8 = 0.39 < 1.0$ Проверка выполнения условия (раскос)						
	$N_{c,Ed} / N_{c,Rd} = 6.2 / 77.8 = 0.08 < 1.0$ Изгибающий момент					Условие выполняется	
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.4	Предельный изгибающий момент определяется выражением:						
	$M_{cy,Rd} = W_{eff,y} \times f_{yb} / \gamma_{M0}$						
	$M_{cy,Rd} = 6297 \times 350 \times 10^{-6} / 1.0 = 2.2 \text{ кНм}$						
	Предельный изгибающий момент относительно оси z:						
	$M_{cz,Rd} = W_{eff,z} \times f_{yb} / \gamma_{M0}$						
	$M_{cz,Rd} = 2179 \times 350 \times 10^{-6} / 1.0 = 0.8 \text{ кНм}$						
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.9	Проверка выполнения условия (верхний пояс)					Условие выполняется	
	$M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 0.06 / 0.8 = 0.08 < 1.0$						
	Проверка выполнения условия (нижний пояс)					Условие выполняется	
	$M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 0.01 / 0.8 = 0.013 < 1.0$						
Совместное действие усилий							
Эксцентриситет приложения осевых усилий за счет смещения нейтральной оси эффективного сечения относительно нейтральной оси сечения брутто приводит к появлению дополнительного момента, вызываемого продольными нагрузками, предположительно прикладываемыми по нейтральной оси сечения брутто.							
Смещение по оси y при сжатии определяется формулой:							
$e_{Ny} = 36.7 - 36.7 = 0.0 \text{ мм}$							
Смещение по оси z при сжатии определяется формулой:							
$e_{Nz} = 13.2 - 12.9 = 0.3 \text{ мм}$							
Дополнительный момент относительно оси y от смещения осей:							
$\Delta M_{y,Ed} = e_{Ny} \times N_{ed} = 0.000 \text{ кНм}$							
Дополнительный момент относительно оси z от смещения осей:							
$\Delta M_{z,Ed} = e_{Nz} \times N_{ed} = 0.3 \times 30.5 \times 10^{-3} = 0.01 \text{ кНм}$							
Проверка выполнения условия (верхний пояс)							
$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1$							
$\frac{30.5}{77.8} + \frac{0.0 + 0.0}{2.2} + \frac{0.06 + 0.01}{0.8} \leq 1$							
$0.39 + 0.00 + 0.09 = 0.48 \leq 1.0$							
					Условие выполняется		
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Проектирование решетчатой фермы перекрытия из С-образных профилей	Лист 5 из 10

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.1.8	<p>Совместное действие растяжения и изгиба</p> <p>Проверка выполнения условия (нижний пояс)</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1$ $\frac{30.5}{96.8} + \frac{0.0}{2.2} + \frac{0.01}{0.8} \leq 1$ $0.32 + 0.00 + 0.01 = 0.33 \leq 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.2.2	<p>Несущая способность по потере устойчивости элемента</p> <p>В данном примере выполняются проверки на несущую способность по потере устойчивости верхнего сжатого пояса. Также должна выполняться проверка сжатого раскоса, однако в данную публикацию она не включена.</p> <p>Потеря устойчивости в форме продольного изгиба относительно оси наибольшей жесткости (оси y)</p> <p>Согласно Таблице 5.1 для C-образного профиля с отгибами полок применяется кривая потери устойчивости <i>b</i>.</p> <p>Расчетная длина относительно оси <i>y</i> принята равной длине панели фермы благодаря раскреплению верхнего пояса в узловых точках.</p>							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.3	$L_{cr,y} = 400 \text{ мм}$ $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{350}} = 76.95$ <p>Условная гибкость:</p>							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Табл. 6.1	$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{gr}}}; \bar{\lambda} = \frac{400}{30.4} \sqrt{\frac{222.3}{263.0}} = 0.157$ <p>Для кривой потери устойчивости <i>b</i> коэффициент несовершенства α равен 0.34.</p>							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Табл. 6.1	$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ $\Phi = 0.5[1 + 0.34(0.157 - 0.2) + 0.157^2] = 0.505$ $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$ $\chi = \frac{1}{0.505 + \sqrt{0.505^2 - 0.157^2}} = 1.02, \text{ но } \leq 1.0 \text{ следовательно, принимаем равным } 1.$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Табл. 6.1	<p>Несущая способность по потере устойчивости в форме продольного изгиба:</p> $N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$ $N_{b,Rd} = \frac{1.0 \times 222.3 \times 350 \times 10^{-3}}{1.0} = 77.8 \text{ кН}$							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Табл. 6.1	<p>Проверка выполнения условия</p> $N_{Ed} / N_{b,Rd} = 30.5 / 77.8 = 0.39 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>							
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.3	<p>Потеря устойчивости в форме продольного изгиба относительно оси наименьшей жесткости (оси z)</p> <p>Расчетная длина относительно оси <i>z</i> принята равной длине панели фермы благодаря раскреплению верхнего пояса в узловых точках.</p> $L_{cr,z} = 400 \text{ мм}$ $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{350}} = 76.95$							
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	Проектирование решетчатой фермы перекрытия из C-образных профилей	Лист 6 из 10
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата			

<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Табл. 6.1</p>	<p>Условная гибкость:</p> $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{\lambda_1}}; \quad \bar{\lambda} = \frac{400}{14.8} \sqrt{\frac{222.3}{76.95}} = 0.324$ <p>Для кривой потери устойчивости <i>b</i> коэффициент несовершенства α равен 0.34.</p> $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ $\Phi = 0.5[1 + 0.34(0.324 - 0.2) + 0.324^2] = 0.574$ $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$ $\chi = \frac{1}{0.574 + \sqrt{0.574^2 - 0.324^2}} = 0.955$ <p>Несущая способность по потере устойчивости в форме продольного изгиба:</p> $N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$ $N_{b,Rd} = \frac{0.955 \times 222.3 \times 350 \times 10^{-3}}{1.0} = 74.3 \text{ кН}$													
	<p>Проверка выполнения условия</p> $N_{Ed} / N_{b,Rd} = 30.5 / 74.3 = 0.41 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p> <p>Крутильная форма потери устойчивости</p> <p>Расчетные длины для крутильной формы потери устойчивости равны:</p> $L_{Ty} = 400 \text{ мм}$ $L_{Tz} = 400 \text{ мм}$ <p>Расчет полярного радиуса инерции выполняется следующим образом:</p> $i_o^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2$ $i_o^2 = 30.4^2 + 14.8^2 + 31.8^2 + 0.0^2 = 2154 \text{ мм}^2$ $i_o = 46.4 \text{ мм}$													
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.2.3(5)</p>	<p>Критическое усилие по крутильной форме потери устойчивости шарнирно опертого элемента определяется по формуле:</p> $N_{cr,T} = \frac{1}{i_o^2} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{L_T^2} \right)$ $N_{cr,T} = \frac{1}{46.4^2} \left(80770 \times 213.4 + \frac{\pi^2 \times 210000 \times 6.64 \times 10^7}{400^2} \right) = 407.5 \text{ кН}$													
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.4</p>	<p>Условная гибкость:</p> $\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}$ $\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{222.3 \times 350 \times 10^{-3}}{407.5}} = 0.437$													
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.2</p>	<p>Для кривой потери устойчивости <i>b</i> коэффициент несовершенства α равен 0.34.</p> $\Phi_T = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ $\Phi_T = 0.5[1 + 0.34(0.437 - 0.2) + 0.437^2] = 0.636$													
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата							<p>Проектирование решетчатой фермы перекрытия из С-образных профилей</p>	<p>Лист 7 из 10</p>
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата									

	$\chi_T = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$ $\chi_T = \frac{1}{0.636 + \sqrt{0.636^2 - 0.437^2}} = 0.911$ <p>Несущая способность по потере устойчивости в крутильной форме:</p> $N_{b,Rd} = \frac{\chi_T A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$ $N_{b,Rd} = \frac{0.911 \times 222.3 \times 350 \times 10^{-3}}{1.0} = 70.9 \text{ кН}$ <p>Проверка выполнения условия</p> $N_{Ed} / N_{b,Rd} = 30.5 / 70.9 = 0.43 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>	
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.2.3(7)</p>	<p>Изгибно-крутильная форма потери устойчивости</p> $N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cr,y}^2}$ $N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 242500 \times 10^{-3}}{400^2} = 3142 \text{ кН}$ $\beta = 1 - \left(\frac{y_o}{i_o} \right)^2 = 1 - \left(\frac{31.8}{46.4} \right)^2 = 0.530$	
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 6.2.3(7)</p>	<p>Критическое усилие потери устойчивости по изгибно-крутильной форме определяется по формуле:</p> $N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{y_o}{i_o} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right]$ $N_{cr,TF} = \frac{3142}{2 \times 0.530} \left[1 + \frac{407.5}{3142} - \sqrt{\left(1 - \frac{407.5}{3142} \right)^2 + 4 \left(\frac{31.8}{46.4} \right)^2 \frac{407.5}{3142}} \right] = 382.5 \text{ кН}$	
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.4</p>	<p>Условная гибкость:</p> $\bar{\lambda}_{TF} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}$ $\bar{\lambda}_{TF} = \sqrt{\frac{222.3 \times 350 \times 10^{-3}}{382.5}} = 0.451$	
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.3.1.2</p>	<p>Для кривой потери устойчивости <i>b</i> коэффициент несовершенства α равен 0.34.</p> $\Phi_{TF} = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ $\Phi_{TF} = 0.5 [1 + 0.34 (0.451 - 0.2) + 0.451^2] = 0.644$ $\chi_{TF} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$ $\chi_{TF} = \frac{1}{0.644 + \sqrt{0.644^2 - 0.451^2}} = 0.905$ <p>Несущая способность по потере устойчивости в изгибно-крутильной форме:</p> $N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$ $N_{b,Rd} = \frac{0.905 \times 222.3 \times 350 \times 10^{-3}}{1.0} = 70.4 \text{ кН}$ <p>Проверка выполнения условия</p> $N_{Ed} / N_{b,Rd} = 30.5 / 70.4 = 0.43 < 1.0$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>	
<p>Изм. К-во. Лист № док. Подпись Дата</p>	<p>Проектирование решетчатой фермы перекрытия из С-образных профилей</p>	<p>Лист 8 из 10</p>

	<p>Потеря устойчивости плоской формы изгиба</p> <p>Проверка устойчивости плоской формы изгиба элементов поясов в данном примере не производится ввиду отсутствия в них значительных изгибающих моментов.</p> <p>Потеря устойчивости плоской формы изгиба всей фермой также не рассматривается, поскольку верхний (сжатый) пояс считается раскрепленным по всей длине конструкцией деревянного перекрытия.</p> <p>Однако следует учитывать, что на этапе возведения решетчатая ферма может быть не раскреплена. Поэтому на практике следует выполнять дополнительную проверку нераскрепленной фермы на этапе строительства (данным примером не рассматривается).</p>								
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(3)</p>	<p>Проверка по эксплуатационной пригодности</p> <p>Для проверки по эксплуатационной пригодности необходимо всегда учитывать влияние закруглений углов на геометрические характеристики сечения. В рамках настоящего примера принято, что максимальное напряжение при расчете по эксплуатационной пригодности равно пределу текучести, поделенному на 1,5.</p> <p>Для оси наименьшей жесткости (оси z):</p>								
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 7.1(3)</p>	$I_{fic} = I_{gr} - \left(\frac{1}{1.5}\right)(I_{gr} - I_{eff})$ $I_{fic} = 57230 - \left(\frac{1}{1.5}\right)(57230 - 51530) = 53430 \text{ мм}^4$ <p>Коэффициент учета закруглений δ равен:</p>								
<p>ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 5.1(4)</p>	$\delta = 0.43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}} = 0.02$ <p>С учетом закруглений углов момент инерции сечения при расчете по эксплуатационной пригодности определяется следующим образом:</p> $I_{SLS} = I(1 - 2\delta) = 53430(1 - 0.04) = 51290 \text{ мм}^4$ <p>Поскольку верхний пояс работает на сжатие, используется значение I_{SLS}, основанное на эффективных характеристиках и учитывающее закругления.</p> <p>Нижний пояс работает на растяжение, и для него используется показатель $I_{gr,round}$, основанный на геометрических характеристиках сечения брутто с учетом закруглений:</p> $I_{gr,round} = I(1 - 2\delta) = 57230(1 - 0.04) = 54940 \text{ мм}^4$ <p>В данном примере принято приближение о том, что нейтральная ось эффективного сечения всей фермы при работе на изгиб расположена на половине ее высоты.</p> <p>Момент инерции фермы равен:</p> $I_{eff,truss} = (I_{SLS} + A_{eff} \cdot y^2) + (I_{gr,round} + A_{gr} \cdot y^2)$ $I_{eff,truss} = (51290 + 222.3 \times (100 - 13.2)^2) + (54940 + 263.0 \times (100 - 12.9)^2)$ $I_{eff,truss} = 3776000 \text{ мм}^4$								
	<p>Критерии эксплуатационной пригодности</p> <p>ДСТУ-Н Б EN 1990^[5] и в частности его национальные приложения устанавливают требования эксплуатационной пригодности. Основными критериями являются предельные перемещения и частоты колебаний.</p> <p>Предельные прогибы и перемещения определены в национальном приложении. Частота собственных колебаний перекрытия ограничена не менее 4 Гц.</p>								
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата	<p>Проектирование решетчатой фермы перекрытия из С-образных профилей</p> <table border="1"> <tr> <td>Лист</td> <td>9 из 10</td> </tr> </table>	Лист	9 из 10
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата				
Лист	9 из 10								

	<p>Критерий 1: предельный прогиб по эстетико-психологическому и конструктивному критериям</p> <p>Из двух указанных критериев наиболее жесткие требования выдвигаются из конструктивных соображений. Предельный прогиб должен составлять не более 1/300 пролета.</p> <p>Суммарная нагрузка:</p> $W = Ls (g_k + q_k) = 4800 \times 600 (0.6 + 1.5) \times 10^{-6} = 6.05 \text{ кН}$ <p>Прогиб от нагрузки:</p> $\delta = \frac{5}{384} \frac{WL^3}{EI} = \frac{5}{384} \frac{6.05 \times 4800^3 \times 10^3}{210000 \times 3776000} = 11.0 \text{ мм}$ <p>Предельный прогиб:</p> $\delta_{limit} = 4800 / 300 = 16.0 \text{ мм} > 11.0 \text{ мм}$ <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p>														
<p>ДСТУ-Н Б EN 1990^[5] Таблица НБ.2.6.</p>	<p>Критерий 2: предельный прогиб по физиологическим требованиям</p> <p>Суммарную нагрузку для физиологического критерия принимаем по часто повторяющейся комбинации нагрузок как для обратимого предельного состояния:</p> $W = Ls (g_k + 0.5 q_k) = 4800 \times 600 (0.6 + 0.5 \cdot 1.5) \times 10^{-6} = 3.89 \text{ кН}$ <p>Прогиб от нагрузки:</p> $\delta = \frac{5}{384} \frac{WL^3}{EI} = \frac{5}{384} \frac{3.89 \times 4800^3 \times 10^3}{210000 \times 3776000} = 7.1 \text{ мм}$ <p>национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1990^[5] для элементов гражданских зданий из физиологических условий ограничивает прогиб значением, равным:</p> $\delta_{limit} = \frac{g(p+g_k+q_k)}{30n^2 (bp+g_k+q_k)}$ <p>где по таблице НБ.2.6. национального приложения принимается:</p> <p>$g = 9.81 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения;</p> <p>$p = 0,25 \text{ кПа}$ – удельная нагрузка от людей, которые создают колебания для категории помещений А и В;</p> <p>$n = 1.5 \text{ Гц}$ – частота приложения нагрузки при ходьбе человека для категории помещений А и В;</p> $b = 125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha p s L}} = 125 \sqrt{\frac{0.8}{1.0 \times 0.25 \times 0.6 \times 4.8}} = 131.76$ <p>где по таблице НБ.2.6. национального приложения принимается:</p> <p>$\alpha = 1.0$ – для элементов, рассчитываемых по балочной схеме;</p> <p>$s = 0.6 \text{ м}$ – шаг ферм;</p> <p>$L = 4.8 \text{ м}$ – пролет фермы.</p> <p>Тогда:</p> $\delta_{limit} = \frac{g(p+g_k+q_k)}{30n^2 (bp+g_k+q_k)} = \frac{9.81(0.25+0.6+1.5)}{30 \times 1.5^2 (131.76 \times 0.25 + 0.6 + 1.5)} = 9.7 \text{ мм}$ <p>$\delta_{limit} = 9.7 \text{ мм} > 7.1 \text{ мм}$</p> <p style="text-align: right;">Условие выполняется</p> <p>Как видим, для рассматриваемой фермы критическим оказался критерий эксплуатационной пригодности.</p>														
<p>ДСТУ-Н Б EN 1990^[5] НБ.2.10(3), Таблица НБ.2.7.</p>															
<table border="1"> <tr> <td>Изм.</td> <td>К-во.</td> <td>Лист</td> <td>№ док</td> <td>Подпись</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата							<p>Проектирование решетчатой фермы перекрытия из С-образных профилей</p> <table border="1"> <tr> <td>Лист</td> <td>10 из 10</td> </tr> </table>	Лист	10 из 10
Изм.	К-во.	Лист	№ док	Подпись	Дата										
Лист	10 из 10														

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2005 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для сооружений.
2. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2006 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных настилов.
3. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:2005 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые конструктивные элементы.
4. ДБН В.2.6-198:2014 Стальные конструкции. Нормы проектирования.
5. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Еврокод 3. Руководство. Основы проектирования конструкций.
6. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Проектирование соединений.
7. ДСТУ Б EN 1090-1:201X Исполнение стальных и алюминиевых конструкций – Часть 1: Требования к оценке соответствия компонентов конструкций.
8. ДСТУ Б EN 1090-2:201X Исполнение стальных и алюминиевых конструкций – Часть 2: Технические условия для стальных конструкций.

ИНДЕКСЫ РИСУНКОВ

Рисунок 1.1 Несущий облегченный стальной каркас объемного модуля из ЛСТК	6
Рисунок 1.2 Испытание образца тонкостенного прогона покрытия	9
Рисунок 2.1 Определение срединной линии для С-образного профиля с отгибами полок	12
Рисунок 2.2 Закругленный угол тонкостенного стального профиля	13
Рисунок 3.1 Концепция эффективной ширины применительно к пластине	15
Рисунок 3.2. Термопрофиль	16
Рисунок 3.3 К определению эффективной ширины участков сечения тонкостенного профиля	19
Рисунок 4.1 Местная потеря устойчивости и потеря устойчивости формы сечения	20
Рисунок 4.2 Расчетная схема элементов жесткости: а - одинарный отгиб, b - двойной отгиб, с – промежуточный гофр	21
Рисунок 5.1 Кривые потери устойчивости а, b и с	26
Рисунок 6.1 Потеря несущей способности тонкостенного стального прогона покрытия при изгибе	29
Рисунок 6.2 Стенка с продольным элементом жесткости	31
Рисунок 9.1 Примеры опорных узлов каркасов из ЛСТК	37

ИНДЕКСЫ ТАБЛИЦ

Таблица 1.1 Максимальные соотношения геометрических параметров в тонкостенных профилях	10
Таблица 3.1 Коэффициенты учета потери устойчивости для сжатых пластин с двухсторонним закреплением по краям	17-18
Таблица 5.1 Выбор кривой потери устойчивости для различных типов профилей	25
Таблица 5.2 Учитываемые формы потери устойчивости сжатых тонкостенных стальных профилей открытого сечения	27
Таблица 6.1 Критическое напряжение f_{bv} при сдвиге	30
Таблица 7.1 Проверки элементов при сложном напряженном состоянии	33

ОБ АВТОРАХ

Э. Уэй, магистр инженерных наук, сертифицированный инженер, член Общества гражданских инженеров, SCI

В Институте стального строительства Великобритании (SCI) Эндрю Уэй работает менеджером по ЛСТК и оценки продукции, возглавляя команду инженеров в упомянутых областях. Э. Уэй является дипломированным инженером, специализирующимся на проектировании и строительстве из легких стальных тонкостенных конструкций, модульном строительстве, а также листовых материалов. Э. Уэй имеет большой опыт в проектировании секций из горячекатаного стального проката, каркасов зданий и разработки соединений.

Э. Уэй также является экспертным представителем Великобритании в Европейской рабочей группе по EN 1993-1-3, ответственной за изменение Еврокода по конструкциям из стальных холодногнутых профилей и листовых материалов.

М. Хэйвуд, магистр инженерных наук, доктор наук, сертифицированный инженер, член Общества гражданских инженеров, SCI

С 1998 по 2012 гг. Мартин Хэйвуд работал в Институте стального строительства Великобритании (SCI), занимая должность Заместителя директора строительных технологий. В его ответственность входил портфель проектов с использованием тонколистовой стали, настилов и строительных ограждающих систем, а также современных методов строительства. Ранее М. Хэйвуд работал в течение нескольких лет в отделе нормирования и стандартизации Института, став автором «Руководства SCI к изменениям в стандарте BS 5950 1: 2000» и «Примеров расчетов к BS 5950». Перед присоединением к команде SCI М. Хэйвуд в течение 3 лет работал в сфере подрядной деятельности гражданского строительства и получил докторскую степень Бирмингемского университета в области структурной динамики.

Н.А. Беляев, магистр технических наук, ведущий инженер-конструктор Инженерного Центра Украинского Центра Стального Строительства

Никита Беляев, ведущий инженер-конструктор УЦСС, выпускник Киевского национального университета строительства и архитектуры. В 2009 г. на базе кафедры металлических и деревянных конструкций КНУСА защитил магистерскую работу по теме «Оптимальное проектирование двухшарнирных рам с элементами свозного сечения для крытых складов по перегрузке технической серы».

Профессиональную деятельность вел в организациях, специализирующихся на металлоконструкциях, среди которых Институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского, кафедра металлических и деревянных конструкций Бранденбургского технического университета в Германии, «ПЕМ Украина», входящая в состав австрийской Zeman group. С 2014 года является ведущим инженером-конструктором Украинского Центра Стального Строительства и сертифицированным ГИПОМ.

С.И. Билык, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой металлических и деревянных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры

Сергей Билык, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой металлических и деревянных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры, академик Академии Строительства Украины, лауреат премии им. П.П. Будникова.

С.И. Билык руководит кафедрой металлических и деревянных конструкций с 2007 года. Под руководством С.И. Билыка защищено ряд кандидатских и десятки магистерских работ. Автор более 150 научных работ, в т.ч. пяти учебников и пособий, соавтор государственных норм и стандартов Украины в области проектирования и испытания стальных конструкций.

А.С. Билык, кандидат технических наук, доцент, руководитель Инженерного Центра Украинского Центра Стального Строительства

Артем Билык, руководитель Инженерного центра УЦСС, кандидат технических наук, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры с 2010 г. В 2006 г. защитил магистерскую, а в 2009 г. – кандидатскую диссертацию по тематике «Выбор оптимальных конструктивных решений стальных ферм покрытий».

Автор более 50 научных публикаций и методических пособий, а также трех монографий. Проводимые А.С. Билыком исследования касаются высотного строительства, жизненного цикла зданий, живучести конструкций, а также взаимодействия конструктивной и архитектурной форм.

С 2013 года возглавляет Инженерный центр Украинского Центра Стального Строительства. На этой должности А.С. Билык отвечает за вопросы принятия принципиальных решений по объектам, находящимся в разработке УЦСС, оптимизацию конструктивных форм и консультации по особо сложным техническим вопросам применения стали.

ПУБЛИКАЦИИ УЦСС

Среди публикаций Ассоциации Украинский Центр Стального Строительства следующие:

- Стальные конструкции в архитектуре
- Сравнительный анализ стоимости многоэтажных коммерческих зданий
- Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины
- Огнезащита стальных конструкций
- Каталог средств огнезащиты стальных конструкций
- Расчет огнестойкости стальных конструкций и проектирование огнезащиты в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины



Посмотреть и скачать все публикации можно, перейдя по ссылке



ОБ ИЗДАТЕЛЕ

Украинский Центр Стального Строительства (УЦСС) – ассоциация участников рынка металлостроения, членами которой являются ведущие производители и дистрибьюторы стального проката, заводы по производству металлоконструкций, кровельных и фасадных систем, отраслевые проектные и научные организации, монтажные и строительные компании.

Миссией Украинского Центра Стального Строительства является продвижение стальных конструкций как предпочтительного материала строительства путем создания эффективных, инновационных решений для клиентов.

Как ассоциация Украинский Центр Стального Строительства развивает свою деятельность в следующих направлениях:

Инженерное

Исследования в области эффективного проектирования объектов недвижимости
Разработка концепций проектов с применением стальных конструкций
Проектирование огнезащиты

Техническое

Создание типовых проектов и прототипов зданий с применением различных видов металлических конструкций
Разработка каталогов проектных решений
Изменение нормативной базы с целью внедрения новых технологий в производстве, проектировании и монтаже металлических конструкций

Информационное

Представление отрасли металлостроения в СМИ
Популяризация стальных решений среди заказчиков строительства
Внедрение мирового технического опыта

Обучающее

Проведение технических семинаров
Информирование участников отрасли об изменениях в законодательной базе

Нормативное

Внедрение передовой нормативно-технической базы в строительстве
Гармонизация европейских норм на изготовление, проектирование и монтаж металлических конструкций

В рамках Украинского Центра Стального Строительства на постоянной основе действует 4 рабочих комитета:

- Комитет по огнезащите стальных конструкций
Стратегическая задача: минимизация стоимости огнезащиты стальных конструкций в Украине
- Комитет по легким стальным тонкостенным конструкциям
Стратегическая задача: увеличение доли ЛСТК в строительстве малоэтажных зданий, а также сегменте реконструкции
- Комитет по кровельным и фасадным конструкциям
Стратегическая задача: увеличить долю кровельных и фасадных конструкций из металла в строительстве зданий и сооружений
- Комитет по нормативно-технической деятельности
Стратегическая задача: продвижение стальных конструкций в строительстве путем совершенствования национальной системы нормирования и стандартизации

Для предоставления качественной и актуальной информации по всем вопросам, связанным со стальным строительством, в рамках УЦСС работают Инженерный центр, а также консалтинг по огнезащите.

Инженерный центр УЦСС – это команда архитекторов, инженеров-конструкторов и экспертов, призванная сделать стальное строительство быстрее, легче, эффективней и помочь всем, кто нуждается в технической консультации по вопросам применения стали в строительстве. Мы предлагаем клиентам бесплатные консультации, цель которых показать окупаемость проектов с применением металлоконструкций.

Центр консалтинга по огнезащите УЦСС – команда высококвалифицированных технических экспертов в области огнезащиты строительных конструкций, оказывающая **бесплатные консультации** и всестороннюю поддержку участникам строительного процесса (инвесторам, девелоперам, архитекторам, проектировщикам) по вопросам нормирования огнестойкости строительных конструкций и их огнезащите.

Консультации можно получить по телефону: +38-044-590-01-56

Украинский Центр Стального Строительства стремится стать передовым центром технических и маркетинговых компетенций в области стального строительства и выступать проводником инноваций, сотрудничая с ведущими отечественными и зарубежными компаниями и центрами стального строительства.

Официальный сайт УЦСС - www.uscc.com.ua

Официальная страничка на Facebook - www.facebook.com/UkrainianSteelConstructionCenter



Украинский Центр Стального Строительства,
01001, Украина, Киев,
ул. Большая Житомирская, 20, БЦ Панорама
+38044 590 01 56 | info@uscc.com.ua | www.uscc.com.ua

Публикация

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3

Иллюстрация для обложки была предоставлена компанией Vertex Россия

Формат 60x84x8. Условных печатных листов 11,63. Тираж 200 экземпляров.

Издатель ООО «НПП «Интерсервис»

Киев, ул. Бориспольская, 9

Свидетельство серии ДК № 3534 от 24.07.2009



РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3

Данная публикация представляет собой руководство по проектированию Легких Стальных Тонкостенных Конструкций (ЛСТК) в соответствии с основными требованиями Еврокода 3. Публикация включает краткую теоретическую часть, предназначенную для ознакомления с основами расчета тонкостенных стальных профилей, а также практическую часть с численными примерами. Поскольку элементы ЛСТК особенно подвержены местной потере устойчивости, этим аспектам в публикации уделено особое внимание, в частности в отношении расчета характеристик эффективного (редуцированного) поперечного сечения. Также в публикации представлены рекомендации по проектированию элементов, работающих на сжатие, изгиб и совместное действие усилий с учетом влияния местной и общей устойчивости. Для иллюстрации применения правил проектирования на практике в публикации приведены девять численных примеров. Примеры включают анализ физико-механических свойств стали, расчет геометрических характеристик исходного и эффективного тонкостенного сечения, расчет элементов на изгиб, сжатие и растяжение по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности.